JAHRGANG XXXI. **1881.** HEFT XI UND XII.

Original-Beiträge.

Central- und Kuppelkirchen der Renaissance in Ober- und Mittel-Italien.

(Schlufs. Mit Zeichnungen auf Blatt 50, 51, 62 und 63 im Atlas.)

Die in den Jahrgängen 1877—81 dieser Zeitschrift enthaltenen Aufnahmen von Centralkirchenbauten Italiens, die leider nicht in geordneter Reihenfolge gegeben werden konnten, sollen Ergänzung und Abschlufs erhalten durch die auf Blatt 62 und 63 dargestellten Monumente, welche in Verbindung mit den früher mitgetheilten die Entwickelung des italienischen Centralbaues vom XV. bis XVIII. Jahrhundert erkennen lassen.

Während des Mittelalters war in Italien die Anwendung des Centralbaues fast ganz auf Baptisterien und heilige Grabeskirchen[1]) beschränkt geblieben; nur sehr selten kam dieselbe bei Gemeindekirchen[2]) vor. Für diese blieb die Basilikenform herrschend, auf welche schon in altchristlicher Zeit die Kuppel übertragen war. Während bei mittelalterlichen Bauten der nördlichen Länder die Kuppel nur die Breite des Mittelschiffs erhielt,[3]) suchte man in Italien dem Kuppelbau im Grundrifs der Basilica eine Erweiterung zu geben. Schon bei dem 1063 begonnenen Dom zu Pisa ist die Kuppel in Breite von drei Schiffen angelegt. Einen polygonen Mittelraum, noch in unvollkommener Verbindung mit den Schiffen, zeigt zuerst (um 1250) der Dom zu Siena. Eine grofsartige, das Langhaus sehr überwiegende, mit diesem aber nur in losem Zusammenhang stehende Centralanlage — achtseitige Kuppel mit Kreuzarmen und niedrigen Capellen — tritt zuerst beim Dom zu Florenz (1294)[1]) auf. Eine durchaus einheitliche Gesammtanlage und vollkommene Verbindung einer achtseitigen Kuppel mit kreuzförmiger dreischiffiger Basilica zeigt der nicht vollständig zur Ausführung gekommene schöne Plan des Doms S. Petronio zu Bologna (1390). Die Kuppel, in Breite der drei Schiffe projectirt, erscheint dem übrigen Bau untergeordnet[2]) und weniger selbstständig als die des florentiner Doms. Nach dem Vorbild wohl von S. Petronio ward 100 Jahre später (1490) der in der Anlage sehr ähnliche Dom zu Pavia begonnen. Grofse achtseitige, in Breite dreier Schiffe angelegte Kuppeln zeigen die in beistehenden Figuren[3]) A und B dargestellten Projecte des Vincenzio Seregno für S. Vittore zu Mailand, von denen namentlich der central angelegte Bau im Plan Fig. A grofse Verwandtschaft mit dem S. Petronio's zu Bologna zeigt. Leider kamen diese schönen, wohl auf Studien altchristlicher Bauwerke beruhenden Projecte nicht zur Ausführung; die Kirche ward nach Gal. Alessi's Plan (Fig. C), der denen des Seregno vorgezogen wurde, erbaut (1560).

A C B

Mit Beginn der Renaissance erhielt der Centralbau eine ausgedehnte Anwendung für Capellen, Sacristeien, Votiv- und Cultuskirchen; mit Brunelleschi's Werken[4]) begann eine neue, rasch fortschreitende Entwickelung desselben; seine Cap. dei Pazzi

1) Die bedeutendste heilige Grabeskirche Italiens ist wohl S. Sepolcro zu Pisa, ein achteckiger Bau mit hohem Mittelraum und niedrigem Umgang (s. Rohault de Fleury, les monum. de Pise. p. 55 pl. XVII.)

2) S. Marco zu Venedig, eine Reihe kleiner Kirchen in Unter-Italien, la Cattolica zu Stilo, S. Sofia zu Benevent u. A., die 1297 bis 1325 erbaute achteckige Kirche S. Ercolano zu Perugia (s. Bl. 62 Fig 1 und 2), deren Äusseres ziemlich wohl erhalten ist, während das Innere durch einen Umbau ganz entstellt ist. (Den ehemaligen Zustand des Äussern sieht man auf einem in der früheren Capelle des Pal. pubblico zu Perugia befindlichen Fresco des Buonfigli.)

3) Eine Ausnahme macht die Cathedrale zu Ely in England, ein romanischer Bau, der in gothischer Zeit einen polygonen Mittelraum (von etwa 70 engl. Fufs Durchmesser) mit einem in Holz hergestellten Fächergewölbe erhielt. S. Winkles architect. and pitt. illustr. of the cathedr. churches of England. 1838 II. p. 41. J. 109. 71. 74. 75.

1) 1294 (oder 1298?) ward der Bau nach Arnolfo di Cambio's Plan begonnen; (über Arnolfo's Plan und Änderungen desselben durch Fr. Talenti s. die neuen Mittheilungen von Camillo Boito, archit. del medio evo in Ital. Mil. 1880.)

2) Burck Cic. p. 147 giebt an, dass die Kuppel durch 4 Thürme flankirt werden sollte; ein Modell der Kirche, (s. Lübke, „mittelalterl. Kunstwerke in Italien," in den „Mittheil. der k. k. Central-Commission") zeigt an den Enden der Querschiffe je zwei Thürme.

3) Skizzirt nach Zeichnungen der jetzt im Archivio communale zu Mailand befindlichen (nach dem frühern Besitzer Vallardi benannten) Sammlung von Handzeichnungen alter Meister.

4) Die Kirche S. M. degli Angeli zu Florenz 1434 (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 1), an der jetzigen via degli Alfani und via del Castellaccio

(1420) und Sacr. von S. Lorenzo [1]) (1428), (s. Grundr. Jahrg. 1877 Bl. 42 Fig. 15 u. 16) zu Florenz wurden Vorbilder für zahlreiche Kirchen. Die 1462—68 erbaute

Cap. di S. Pietro Martire zu S. Eustorgio,

(s. Grundrisse Jahrg. XXXI. Bl. 11 Fig. 1 und 2, Durchschn. Fig. 3 Ansicht Bl. 62 Fig. 3.)

der früheste Centralbau der Renaissance in Mailand, [2]) für ein Werk des Michelozzo (1396—1479) gehalten, [3]) ist der Anlage nach den beiden genannten Bauten Brunelleschi's sehr verwandt.

Das Aeufsere, (Bl. 62 Fig. 3) ein Ziegelbau, (nur die Architektur zweier Fenster ist von Marmor) mit Eckpfeilern versehen, die ähnlich denen des Domes zu Como und der Certosa di Pavia mit kleinen Baldachinen abschliefsen, zeigt in den Gesimsen und der Pilasterarchitektur am Tambour des Hauptbaues zierliche Renaissancedetails; zwei in der Nord- und Südwand der Capelle angelegte Fenster haben noch mittelalterliche Formen.

Das Architektursystem des Innern weicht von dem der genannten Florentiner Capellen nur durch Anordnung eines Tambours ab. Die Kuppel ist mit Rippen versehen und in einzelne über halbkreisförmige Schildbogen aufsetzende Kappen zerlegt. Die Detailarchitektur zeigt noch etwas unsichere Renaissanceformen, mittelalterliche Elemente noch nicht völlig ausgeschieden. Die Fig. 12, 13 und 14 Bl. 51 geben die Profile und Ornamente der Gesimse des Innern; dem Gebälk fehlt die Hängeplatte (s. Fig. 14), das Hauptglied des Kuppelgesimses bildet (wie bei der Kuppel der Vorhalle der Cap. dei Pazzi) ein Blattwulst. Reiches Ornament bedeckt die Architekturtheile. Die Füllungen der Pfeiler und der Archivolten sind mit Fruchtbündeln (ähnlich denen des Portals des Pal. Portinari), der Fries des aus terracotta hergestellten Gebälks mit dicht gereihten Seraphimköpfen (ein bei den Robbia'schen Altarwerken und den Brunelleschi'schen Bauten häufiges Decorationsmotiv) versehen. Unter dem Gebälk sind wie in der Cap. dei Pazzi flache Consolen von der Form des korinthischen Pilasterkapitells angeordnet.

Den anmuthigsten Schmuck des Innern bildet am Kuppeltambour ein Reigen Fruchtbündel tragender Putten, Figuren von anmuthigster Naivetät, in Stellung und Bewegung die mannigfachsten Motive zeigend. [4]) Die Figuren sind aus terracotta in Flachrelief hergestellt und bemalt, [5]) Gewandsäume und Haarschmuck vergoldet. Eine in ganz flachem Relief ausgeführte Bogenstellung mit Brustwehr bildet einen architektonischen Hintergrund der Figuren.

An den Gewölben und Wandflächen zeigt die Capelle eine reiche Decoration, die sehr wohl und so vollständig wie kaum an einem andern Bauwerk jener Zeit erhalten ist. [1]) — Das architektonische Gerüst ist hell steinfarbig; die Bogensteine sind in mittelalterlicher Weise, wechselnd hell und dunkel, gefärbt; das Ornament der Pfeiler und Archivolten ist hell vom grünlichen Grund abgehoben. Die Rippen und die Flächen der Kuppel sind bemalt mit schuppenförmigen, in drei Zonen verschieden gefärbten Blättern. Die Wandflächen der Capelle bedecken Fresken, [2]) die Verkündigung, die Himmelfahrt Mariae und Begebenheiten aus dem Leben des S. Pietro Martire darstellend, zum gröfsern Theil wohl Werke des Vincenzo Civerchio (ca. 1470—1540). [3]) Auf den Pendentifs der Kuppel sind in Medaillons vier Heilige gemalt; unter denselben befindet sich je eine in Flachrelief hergestellte bemalte Engelfigur, die das Wappen der Portinari hält.

Die Fresken waren mit Ausnahme derjenigen der Pendentifs im 17. Jahrhundert vollständig übertüncht worden; im Jahre 1870 wurden dieselben wieder aufgefunden und in den nächsten Jahren freigelegt, die ganze Capelle sodann durch den Architekten Giov. Brocca von Mailand restaurirt. Unterhalb des Gebälks ward bei der Restauration eine einfache Feldertheilung angebracht. Die Ausschmückung des Altarraumes ist modern.

Ein an der Nordwand der Capelle angebrachtes Bild, welches den Stifter des Bauwerks, Portinari, vor dem Heiligen Pietro Martire darstellt, giebt in folgender Inschrift die Bauzeit der Capelle an:

Picelius Portinarius nobilis fiorentinus hujus sacelli a fundamentis erector anno Domini 1462.

Im Hauptraum der Capelle ist das an Statuen und Reliefs reiche mittelalterliche Monument [4]) des S. Pietro Martire, ein Werk des G. Balducci (1438), aufgestellt, welches sich früher in der Kirche S. Eustorgio befand.

L. B. Alberti (1405—72) schlofs sich bei mehreren seiner Kuppelbauten direct römischen Vorbildern, vorzugsweise dem Pantheon, an. Der Chorbau der Annunziata zu Florenz (1451—76) (Bl. 63 Fig. 2), eine Rotunde mit sphärischer Kuppel über starker, mit halbrunden Nischen versehener Umfassungsmauer, jetzt durch barocke Architektur entstellt, dürfte auch in der ursprünglichen Anlage nicht von günstiger Wirkung gewesen sein. Schon während der Ausführung fand der Plan heftige Gegner. [5])

Der Kuppelbau, den Alberti der Kirche S. Francesco zu Rimini als Chorbau (?) anschliefsen wollte, [6]) scheint nach der Darstellung auf der 1450 gestifteten Medaille des Sigismund Malatesta (s. Abbildung derselben bei d'Agincourt Denkm. Taf. LI. Fig. 12) in seinen Hauptverhältnissen dem Pantheon nachgebildet.

gelegen, ist unvollendet geblieben; die Capellen allein sind zur Ausführung gekommen. Der Aufbau des Ganzen ist nur nach der kleinen, ungenügenden Abbildung bei d'Agincourt (Taf. L) bekannt, die angeblich nach einer Zeichnung Brunelleschi's (welche noch im Besitz der Familie Pucci sein soll?) gefertigt ist.

1) S. Aufnahmen in: Gnauth und v. Förster, Bauw. der Renaiss. in Toscana.

2) wie auch in der Umgegend. Die kleine Chiesa di Villa zu Castiglione ist ein antiker, mit Formen sehr früher Renaissance bekleideter Bau.

3) Es spricht für diese Annahme die Ähnlichkeit mancher Architekturdetails der Capelle mit denen des jetzt im Museo archeologico der Brera aufgestellten Portals des Pal. Portinari, der nach Vasari's Angabe (vita di Michelozzo) von Michelozzo ausgebaut ward.

4) Der Meister dieser Bildwerke ist unbekannt.

5) Die Technik farbiger Glasuren, die zu jener Zeit die Robbia'sche Schule in Toscana übte, scheint in der Lombardei nicht bekannt gewesen zu sein.

1) Ohne Zweifel waren wohl Cap. dei Pazzi, die Sacristei von S. Lorenzo zu Florenz, Sacr. S. Satiro zu Mailand ähnlich reich ausgestattet.

3) Von grofser Schönheit ist die auf diesen Fresken dargestellte Architektur der Häuser, Hallen und Terrassen (auf dem Fresco der Ostwand); ein Haus mit Freitreppe (auf dem Fresco der Nordwand), an die noch erhaltenen mittelalterlichen Häuser Viterbo's erinnernd.

3) Oder des Vincenzo Foppo il vecchio?

4) Abbildung bei Agincourt Sc. tab. 34.

5) S. Braghirolli Baugesch. der Tribuna der Annunziata zu Florenz in: Janitschek und Woltmann Repertorium für Kunstwissensch. II. 59; Vasari in der vita di Alberti.

6) Anfänge des Kuppelbaues sind an der Kirche nicht zu erkennen.

In Mantua, wohin Alberti im Jahre 1459 ging, fertigte er Zeichnungen zu mehreren Kirchen, die erst nach seinem Tode zur Ausführung kamen; so die grofsartig und einheitlich entworfene Kirche S. Andrea, deren Bau 1472 begann. Die Anlage derselben ist aus den Darstellungen bei d'Agincourt (Denkm. Taf. LII. Fig. 1—8) bekannt. Das Innere (mit Ausnahme des Gewölbes über der Vierung [1]) aber wohl einschliefslich der Tonnengewölbe) und die Façade, in ihrer Disposition wie in den meisten Architekturdetails, dürften nach Zeichnungen Alberti's ausgeführt sein. Der Grundrifs der Kirche S.Sebastiano zu Mantua (s. Bl. 63 Fig. 3), für die Alberti 1460 Pläne gezeichnet haben soll, bildet ein Quadrat mit vier kurzen Flügeln (die kleinen Nischen a b c Fig. 3 derselben sind späte Zusätze) und mit einer Vorhalle, der sich seitlich eine doppelarmige Freitreppe anlegt. Der Bau ist unvollendet, der Vierungsraum mit einer jetzt theils zerstörten, in Form eines Kreuzgewölbes von Holz hergestellten Decke, die Kreuzarme mit Tonnengewölben versehen. Die wenigen Architekturtheile, die zur Ausführung gekommen sind, besonders die der Vorhalle und der Thür, zeigen Formen, die denen von S. Andrea verwandt sind.

Die kleine, wohl mehrfach restaurirte Capp. dell' Incoronata am Dom zu Mantua, deren Grundriss Bl. 63 Fig. 4 zeigt, soll nach Plänen Alberti's ausgeführt sein.

Zahlreiche Kirchenbauten Ober- und Mittelitaliens werden nach unbegründeter Tradition von Schriftstellern [2]) später Zeit dem Bramante zugeschrieben; nur wenige sind als seine Werke sicher festgestellt, manche haben die Unmöglichkeit gegen sich. [3]) Ueber die erste Periode seines Lebens vor dem Aufenthalt in Rom (1499—1514) herrscht noch fast vollständiges Dunkel. Vasari giebt über Bramante's Thätigkeit nur sehr oberflächliche Nachrichten; Pagave's und Pungileoni's Angaben sind nur zum Theil begründet, folgen vielfach unbestimmten Ueberlieferungen.

Die (nach Pungileoni's [4]) Angabe) für ein Jugendwerk des Meisters geltende kleine Kirche Mad. del riscatto am Metaurus, dicht am Thor des Städtchens Urbania, (des angeblichen Geburtsortes Bramante's) gelegen, ist ein sehr bescheidener Bau, (s. den Grundr. Bl. 63 Fig. 5), fast ganz ohne Kunstformen.

Sehr zweifelhaft erscheint Bramante's Antheil an mehreren Kirchen in Faenza und Umgegend, wo er dem Pagave [5]) zufolge vor seinem Mailänder Aufenthalt gewirkt

---

1) Unter dem einfachen beckenförmigen Gewölbe (bacile semplice), welches die Kirche erhalten sollte, ist wohl das Gewölbe der Vierung, eine Kugelcalotte, nicht das der Kreuzarme zu verstehen. Die jetzige hohe Kuppel ward erst 1732 aufgeführt; die Decoration des Innern soll 1799 (?) hergestellt sein.

2) Pungileoni. Memoria intorno alla vita ed alle opere di D. Bramante. Roma, 1836.

De Pagave Venanzio, Secretair der Regierung zu Mailand (1721—1813), sammelte Zeichnungen und Notizen über lombardische Künstler, vorzugsweise über Bramante. Einen Theil eines Bramante betreffenden Manuscripts Pagave's enthält die Schrift:

I capi d'arte di Bramante da Urbino nel Milanese, memorie storico-artistiche, raccolte per cura del Dott. C. C. Milano. 1870.

3) So u. a. die kleine Kirche Mad. Di Olsà bei Parabiago unfern Mailand (s. den Grundrifs Jahrg. XXVII. Bl. 41 Fig. 6.), (s. Dott. C. C. p. 81.)

4) S. Pungileoni p. 14. 15. Das Wappen, welches Pung. erwähnt, ist nicht mehr erhalten; die unschöne Thürarchitektur ist modern.

Burckhardt (ital. Renaiss. II. Aufl. p. 103) giebt für diesen Bau die Jahreszahl 1474 an statt 1464.

5) Pagave (Dott. C. C. p. 16).

---

haben soll. Pagave nimmt an, dafs Bramante 1476, [1]) also etwa 32 Jahre alt, nach Mailand kam, wo einige Jahre später unter Lodovico il Moro eine grofse Bauthätigkeit begann. Die Renaissance hatte hier kaum Eingang gefunden; [2]) 1468 war Michelozzo's Cap. di S. Pietro, etwas früher (1458?) der Ausbau des Pal. Portinari fertig geworden. Unter dem Einflufs des Dombaues hielt sich in Mailand die mittelalterliche Bauweise bis gegen 1500. [3]) Kurz vor Bramante's Ankunft in Mailand begann der Bau der für die lombardische Architektur einflufsreichen Façade der Certosa di Pavia. Bei vielen Bauten Oberitaliens wird Bramante's Name genannt; sichere Nachweise besitzen wir nur bei wenigen. Dafs er indefs ziemlich früh eine grofse Bauthätigkeit übte und Ruhm erworben hatte, beweiset der Umstand, dafs er im Jahre 1488 vom Bischof von Pavia zugleich mit Dolcebuono nach Pavia berufen wurde [4]), um Modell und Zeichnung für den Dombau anzufertigen.

Als das (auch ohne das Zeugnifs des Cesariano) [5]) am meisten gesicherte Werk Bramante's in Mailand ist die Sacristei von S. Satiro (Bl. 50 Fig. 3, 4 und 5) anzusehen. [6]) Sein Antheil an dem 1476 begonnenen Umbau der Kirche (Bl. 50 Fig. 1 und 2) ist ungewifs. Unbestritten wird ihm die Halle der Canonica bei S. Ambrogio (1492) zuerkannt. [7])

Fast allgemein, doch ohne sicheres Zeugnifs [8]) gilt Bramante als Erbauer des Chors von S. M. delle Grazie (Bl. 51 Fig. 1, 2, 3). Der Bau der unschönen gothischen Kirche war 1465 begonnen und noch nicht zu Ende geführt, als 1492 Lodovico einen Neubau beschlofs und den Chor niederlegen liefs. [9]) Aufser Bramante sollen andere Künstler von Ruf für den Neubau zu Rathe gezogen worden sein. Der Entwurf des Ganzen, die im Grundrifs und Aufbau grofsartige Anlage ist wohl als Werk des Bramante anzusehen; an der Ausführung waren offenbar mehrere Baumeister betheiligt; [10]) die Architektur der oberen Theile des Aeufseren ist von weit geringerm Werth, als die der unteren.

Von Bauwerken der Umgegend Mailands, die nach Bramante's Entwurf oder unter seinem Einflufs entstanden, sei hier ein bisher noch wenig bekanntes [11]) erwähnt, die

---

1) v. Geymüller (die ursprüngl. Entw. für S. Peter in Rom. p. 28) setzt die Ankunft Bramante's in Mailand auf spätestens 1472—1474. Der Bau der Vorhalle der Kirche S. M. zu Abbiategrasso (s. unten) begann 1477.

2) Das im XVI. Jahrhundert noch durchgehends mittelalterliche Aussehen der Stadt mit unzähligen Thürmen der Stadtmauern, Kirchen und Paläste zeigt ein im Archivio communale zu Mailand aufbewahrtes Bild.

3) In gothischem Styl wurden 1451—87 S. M. Incoronata, um 1460 S. Pietro in Gessate, 1465—87 S. M. delle Grazie und etwa gleichzeitig S. M. della Pace und S. M. del Carmine zu Mailand erbaut.

4) Pungileoni p. 18 u. 71. Dott. C. C. p. 63.

5) Dott. C. C. i capi d'arte ... p. 28.

6) Im Jahre 1857 ward der Bau restaurirt (im Grundrifs Fig. 3 ist das moderne Fufsbodenmuster angegeben). Das Innere hatte wohl ursprünglich eine ähnliche farbige Ausstattung wie die Incoronata zu Lodi.

7) s. Dott. C. C. p. 48.

8) Die Documente der Kirche wurden zu Ende des XVIII. Jahrhunderts zerstört.

9) Mit dem Chorbau ziemlich gleichzeitig wurden der Klosterhof, die Sacristei und das Hauptportal der Kirche erbaut.

10) Auffallend sind einzelne Unregelmäfsigkeiten in der Anlage — die Chorapsis ist aufsen fünftheilig, die südliche Apsis siebentheilig.

11) Durch die unten erwähnte Notiz des Pagave (Dott. C. C. p. 75) ward ich auf die Kirche aufmerksam gemacht; die kürzlich erschienenen Hefte des Werkes von v. Geymüller (urspr. Entw. für S. Peter in Rom p. 29) enthalten eine Skizze der Vorhalle.

Vorhalle der Kirche S. Maria zu Abbiategrasso,

einem Städtchen, welches etwa 20 km von Mailand entfernt an der nach Vigevano führenden Strafse liegt. Die Kirche, ein gothischer dreischiffiger Bau (s. Jahrg. XXXI Bl. 12 Fig. 1, 3, 5), hat nur an der Façade und dem Thurm noch die alte Architektur bewahrt; das Innere ist durch modernen Umbau ganz entstellt;[1]) dafs es einst reichen malerischen Schmuck hatte, bezeugen noch Reste von Fresken.[2]) Der Kirche liegt ein grofser, rings von Bogenhallen umgebener Vorhof (H Bl. 12 Fig. 1) vor, dessen unregelmäfsiger Grundrifs wohl durch den Zug der Strafsen bedingt worden ist. Die Architektur der Bogenhallen gehört der Uebergangszeit an; die Kapitelle der Säulen haben noch fast mittelalterliche Formen, die in terracotta hergestellten Archivolten und das Kranzgesims zierliches Ornament der Frührenaissance.

Vor die Façade tritt, die ganze Höhe derselben einnehmend, eine tonnengewölbte, zweigeschossige Vorhalle, mit grofsem Bogen sich öffnend und mit einem Giebel abgeschlossen. Die Gesammtanordnung veranschaulichen die Fig.[3]) 2—5, Bl. 12. Die Detailarchitektur der Vorhalle ist von sehr verschiedenem Werth; zwei Bauperioden sind deutlich zu erkennen: Der Zeit gegen 1480 (an der Leibungsfläche des Bogens *b* Fig. 2 steht die Jahreszahl 1477[4]) gehört der gröfsere Theil der unteren Säulenordnung an, die Säulen *S* (Fig. 2) und die freistehenden Pfeiler *P* mit ihren Gebälken, sowie die Bogen- und Pfeilerarchitektur der beiden Oeffnungen *b* und *c*, die nach den Hallen des Hofes führen. Die Säulen haben starke Entasis,[5]) die Basen auffallender Weise noch das mittelalterliche Eckblatt am untern Wulst. Von vorzüglicher Detailbildung sind die Kapitelle, die dicht am Kelch anliegendes, wenig ausgemeifseltes Blattwerk und kräftige Voluten haben; einige der kleinen Pfeilerkapitelle zeigen noch spielend-phantastische Motive der Frührenaissance, Masken an Stelle der Voluten u. drgl.; andere einen mit Flechtornament versehenen Hals, wie solcher u. a. an Kapitellen der Sacristei von S. Satiro vorkommt. Von schöner Bildung sind die Schlufssteine und die Reliefbildwerke, Halbfiguren von Heiligen, in den Zwickeln der Bögen. Die Gesimse der Gebälke sind von strenger und einfacher Profilirung.

Der zweiten Periode gehören die Pfeiler der unteren Ordnung und die ganze obere Ordnung an. Die Kapitelle derselben zeigen die schematischen, antik römischen Formen; die Architektur des grofsen Fensters und die der Umrahmung eines noch dem mittelalterlichen Façadenbau angehörenden Fresco, welches sich zwischen den Pfeilern der zweiten Ordnung befindet, ferner die Wappen zwischen den Pfeilerkapitellen und die Nischen haben barocke Formen (im Giebel des grofsen Fensters liest man die Jahreszahl 1615). Der Giebel ist unvollendet. Die innern Seitenwände und das Tonnengewölbe der Halle schmücken Fresken, die später Zeit angehören und wenig bedeutend sind, aber den malerischen Eindruck des Bauwerks sehr erhöhen.

Die erwähnten Inschriften, welche die Jahreszahlen 1497 und 1615 angeben, werden ungefähr die Grenzen der Bauzeit der Vorhalle bezeichnen. Als Architekten derselben nennt die Tradition[6]) Bramante; die Grofsartigkeit der Anlage läfst wohl keinen Zweifel zu, der Bau trägt durchaus das Gepräge eines Bramante'schen Werkes; sein Antheil beschränkt sich aber wohl auf den Entwurf der Vorhalle und auf die Ausführung der unteren Ordnung, deren Details denen der besten gleichzeitigen Mailänder Bauten, wie der

1) Das Mittelschiff hatte wohl ursprünglich einen offenen Dachstuhl; über den modernen Gewölben sieht man an den Mauern Reste von Putz mit spätgothischem Ornament, dessen einfassende Linien den Dachsparren parallel laufen. Offene Dachstühle, die an gothischen Kirchen Italiens nicht selten sind, haben z. Th. noch die ursprüngliche Malerei an den Hölzern des Dachgespärres und auf den Dachziegeln bewahrt; so derjenige der Kirche S. M. della Verità zu Viterbo, bei dem die Fetten und Sparren Bandornamente, die Ziegel Rosetten in quadratischen Feldern zeigen; ganz ähnlich ferner in den jetzt aufgehobenen Kirchen S. Lucia zu Viterbo und S. Agostino zu Bergamo.

2) Beim Umbau sollen Fresken B. Luini's zerstört sein.

3) In der geometrischen Ansicht Fig. 3 und der perspectivischen Fig. 5 ist ein über der Halle *g* (Fig. 2) angebrachter moderner Anbau nicht dargestellt. Die perspectivische Ansicht ist vom Standpunkt *M* Fig. 1 aus aufgenommen.

4) 1477 Pagave (Dott. C. C. p. 75 s. unten) giebt 1497, v. Geymüller (die ursprüngl. Entwürfe von S. Peter in Rom p. 29. 30) 1477 an.

5) Der Durchmesser der Säulen ist im ersten Drittel der Säulenhöhe etwas gröfser als dicht an der Basis; dasselbe findet an den Säulen der Canonica zu Mailand statt (die Peripherie im ersten Drittel 46½ cm, unten 42 cm); bei Säulen späterer Zeit steigert sich die Schwellung übermäfsig. An Säulen Brunelleschi'scher Bauten (Cap. Pazzi, S. Lorenzo u. s. w.) sind die Schäfte im unteren Drittel cylindrisch.

6) Die Kirche besitzt kein bezügliches Document. S. Pagave; Dott. C. C. p. 75: Anche nel borgo di Abbiategrasso lasciò Bramante prove della sua abilità. La facciata della Chiesa Maggiore dev' essere da lui disegnata ed eseguita nell' anno 1497 . . . . . Sodann erwähnt Pag. die Hofhallen, die früher als die grofse Vorhalle erbaut sein müssen.

Halle der Canonica und der Sacristei von S. Satiro nicht nachstehen.

Was andere dem Bramante zugeschriebene Bauwerke der Umgegend Mailands betrifft, so ist der Bau der Canepanova zu Pavia (s. Jahrg. 1877 p. 226 Bl. 38. 39) wohl nach seinen Zeichnungen begonnen. Ob Bramante Antheil am Entwurf der Kirche S. M. bei Saronno (s. Jahrg. 1880 p. 22 Bl. 21—24) hat, deren Bau 1498 durch Vincenzo del' Orto begann, ist nicht sicher festgestellt.

Die Kirche S. M. dell' Incoronata zu Lodi (s. Jahrg. 1877 p. 223 Bl. 35. 36)[1]) ward 1488 durch Battaggio von Lodi begonnen, der wahrscheinlich ein Schüler Bramante's war. Nur das untere Geschofs, dessen schöne Architektur der der Sacristei von S. Satiro, die der Kirche zum Vorbilde diente, kaum nachsteht, ward durch Battaggio ausgeführt. Dolcebono und Amadeo vollendeten den Bau.

Ein hervorragendes Werk des Battaggio ist sodann die 1490 begonnene Rundkirche S. Croce bei Crema (s. Jahrg. 1878 p. 15 Bl. 11 u. 12). Ein dritter Bau desselben Meisters dürfte die kleine 1501 geweihte Kirche S. M. Maddalena zu Crema[2]) sein. Die Anlage besteht (s. Bl. 51 Fig. 4 u. 5) aus einem mit hoher Kuppel überdeckten Vierungsraum, dem sich drei Conchen anlegen, und aus einem kurzen zweijochigen Langhause. Die ganz in terracotta hergestellte Architektur der Façade (deren unschöner Giebel ein später Zusatz ist) und der Langseite ist von günstigen Verhältnissen und reizvollen Formen; der Umstand, dafs einzelne Gesimse und Ornamente vollständig solchen der Kirche S. Croce bei Crema gleichen, läfst die Annahme zu, dafs Battagio der Architekt der Kirche S. M. Maddalena sei.

S | 213
0 10 20 30 40 50m

In der Anlage verwandt mit den in Fig. 8, 11, 14 Bl. 41 Jahrg. 1877 dargestellten Kirchen ist S. Maria della Passione zu Mailand (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 10, Durchschnitt Jahrg. 1881 Bl. 62 Fig. 4), ein Kuppelbau über achteckigem Grundrifs mit Kreuzflügeln in den Hauptaxen und Apsiden an den Diagonalseiten des Achtecks. Der Bau ward 1500 oder 1504 nach einem Plane des Cr. Solari il Gobbo (ca. 1465—1540) begonnen, die Kuppel 1530 errichtet; im XVII. Jahrhundert wurde dem achteckigen Bau durch M. Bassi ein Langhaus vorgebaut. Der Centralbau ist durch schöne Raumverhältnisse ausgezeichnet, die äufsere Architektur der Kreuzflügel und der Apsiden von guten Formen; bemerkenswerth ist an den Fenstern der Apsiden der Versuch der Nachahmung antiker Fensterformen in terracotta. Die ebenfalls von Solari erbaute Sacristei (*S* in beistehendem Holzschnitt) im anstofsenden Kloster zeigt eine vorzügliche, in den Ornamenten leider sehr restaurirte, in den schönen Lünettenbildern des Borgognone intact erhaltene Decoration.

Zwei andere Centralanlagen Mailands, die durch Protastio Busti dem altchristlichen Bau S. Nazaro 1599 angebaute Capella di S. Catarina (*A* im Holzschnitt auf S. 491) und Capella de' Trivulzi (1518) (*B*) sind von geringer Bedeutung.

Die Kirche S. Croce zu Riva S. Vitale im Canton Tessin am Luganer See, in der Anlage (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 9) der Canepanova zu Pavia sehr ähnlich, soll nach Burckhardt (ital. Renaiss. 2. Aufl. p. 113) von Cr. Solari erbaut sein; am Ort selbst wird die Kirche für ein Werk des Pellegrino Pellegrini (1527—98) gehalten. Die Aehnlichkeit der Architektur des Innern[1]) mit derjenigen der Kirche S. Maria della Passione zu Mailand spricht für die erstere, die schon ziemlich barocken Formen lassen wohl die letztere Annahme als die richtigere erscheinen.

Ein Bau etwas späterer Zeit (1601—18), die durch reiche Decoration des Innern hervorragende Chiesa dell' Inviolata bei Riva am Gardasee (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 15) erscheint durch die Bauten der Bramante'schen Schule, besonders durch die Incoronata zu Lodi sehr beeinflufst.

Nach dem Fortgang Bramante's von Mailand wurden wohl von Schülern desselben 1504—1518 die Kirchen S. Magno zu Legnano (s. Jahrg. 1877 p. 230 Bl. 40) und

1) Bei der vor mehreren Jahren vorgenommenen Restauration der Kirche hat sich ergeben, dafs die Consolen des Gesimses der oberen Pfeilerordnung (s. Jahrgang 1877 Bl. 36 Fig. 1) einem Umbau angehörten und dafs das Gesims ursprünglich mehrere einfache Unterglieder hatte; bei der Restauration sind diese Formen wieder hergestellt.

2) Die Kirche (jetzt teatro filarmonico) gehörte (nach Fr. Sf. Benvenuti, storia di Crema t. II) zum Spedale S. Spirito; es ist wohl nicht zu bezweifeln, dafs dieselbe identisch ist mit der Kirche Spirito santo zu Crema, die Burckhardt (ital. Renaiss. I. Aufl. p. 66) erwähnt.

1) S. Durchschnitt in den „Aufnahmen der Excursion der Bauschule des Polytechnicum zu Zürich" und in Burckhardt „Renaiss. in Italien" 2. Aufl. p. 114.

1518—1523 S. Maria zu Busto-Arsizio (s. Jahrg. 1877 p. 232 Bl. 35, 36, 37) ausgeführt.[1])

A. Cap. di S. Caterina
B. Cap. de' Trivulzi

Nach dem Vorbild der Kuppeln dieser Kirchen scheint die von S. Maria delle Grazie oder Madonna di Campagna bei Pallanza (am Lago maggiore) erbaut zu sein. Die Kirche (s. Grundrifs Bl. 51 Fig. 6, Durchschnitt Fig. 7, Ansicht Bl. 62 Fig. 5), ein mittelalterlicher, dreischiffiger Bau, ward im Anfang des XVI. Jahrhunderts umgebaut; vom alten Bau blieben nur der Thurm und einzelne Theile des Langhauses, so die schöne Fensterrose der Façade, erhalten. Beim Umbau ward die Vierung erhöht und mit einer sphärischen Kuppel und zierlicher äufserer Galerie versehen, die an den Langseiten der Kirche auf Consolen ruht; Pfeiler und Säulen der Galerie sind aus Granit hergestellt (nur Kapitelle und Basen von Marmor), die Bögen aus Platten geschnitten (s. beistehenden Holzschnitt). Beachtenswerth ist das hübsche Portal der Façade, dessen Anlage im Wechsel von Säulchen und Pfeilern noch ein mittelalterliches Motiv zeigt; die Details sind von vorzüglichen Formen der Frührenaissance; grofse Mannigfaltigkeit zeigen die Ornamente in den cassettenartigen Feldern der Pfeiler und des Bogens. Die Zeit des Umbaues der Kirche geben zwei Inschriften an: die Jahreszahl 1519 aufsen an der mittleren Chorapsis und 1527 am Portal.

Die kleine Kirche Madonna di ponte bei Brissago im Canton Tessin (am Lago maggiore), ein einschiffiger Bau in schlichten Formen etwa 1520—1545 [1]) ausgeführt, hat eine ähnliche Kuppel wie die zuletzt erwähnte Kirche; die sehr zierliche Laterne zeigt noch mittelalterliche Formen.

Unter den kleineren Centralanlagen der Frührenaissance in Mittelitalien sind anzuführen: die durch ihre Decoration ausgezeichnete Cap. Eroli (1497) am Dom zu Spoleto, S. Maria di peste oder S. Elisabetta zu Viterbo, (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 10) ein reizender kleiner achteckiger Kuppelbau von zierlicher Architektur, eine achteckige Kirche zu la Fratta bei Perugia, eine solche S. M. di monte d'oro bei Montefiascone u. a.

In der Anlage verwandt mit den erwähnten Centralkirchen des Mailänder Gebiets, namentlich mit S. M. di Canepanova zu Pavia und S. M. zu Busto-Arsizio ist die kleine Chiesa della manna d'oro zu Spoleto (s. den Grundrifs Bl. 62 Fig. 6, Durchschnitt Fig. 7), 1527 angeblich nach Zeichnung eines Eremiten von Monteluco errichtet.[2]) Die Architektur des Innern zeigt nur im unteren Geschofs gute, vom Gesims des Gebälkes an aufwärts schwülstige Formen (eine innen über der Thür angebrachte Inschrift giebt für einen Umbau das Jahr 1681 an).

S. Eligio degli Orefici zu Rom (an einem Seitengäfschen der via Giulia gelegen), ein griechischer Kreuzbau kleinsten Maafsstabes (s. Grundrifs Bl. 62 Fig. 8, Durchschnitt Fig. 9), soll 1509 von der Confraternität der Goldschmiede nach einem Plane Bramante's (?) erbaut,[3]) zu Anfang des XVII. Jahrhunderts mit Beibehaltung der ursprünglichen Formen restaurirt worden sein.

Ventura Vitoni aus Pistoja (Bramante's Gehülfe oder Schüler), dessen bekanntestes Bauwerk die Kirche Mad. dell' Umiltà zu Pistoja[4]) (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 5) ist, errichtete in derselben Stadt noch mehrere Kirchen, von denen S. Giovanni Battista und S. Maria delle Grazie o del letto wohl die bedeutendsten sind.[5]) Die erstere (s. den Grundrifs Bl. 63 Fig. 7) ist ein reizvoller, durch schöne Verhältnisse und zierliche Architektur ausgezeichneter Bau. Die Kuppel und der niedrige Tambour sind ähnlich gegliedert wie die der Kirche Mad. delle Carceri zu Prato, der reiche Sockel mit Marmorbank ist ganz so profilirt wie derje-

1) Die Kirche der Madonna di Tirano im Veltlin soll dem Pagave (Dott. C. C. p. 85) zufolge nach Zeichnung Bramante's (?) 1505—1528 erbaut sein. Dieselbe ist mir nicht aus eigner Anschauung, nur nach den Skizzen in den „Aufnahmen der Excursion der Bauschule des Polytechnicum zu Zürich" bekannt. Der Grundrifs der Kirche bildet ein lateinisches Kreuz; über der Vierung erhebt sich eine hohe Kuppel.

1) Inschrift 1525 an der Laterne, 1528 am Seitenportal, 1545 und Name des Architekten Beretoli am Thurm.

2) Sinibaldi, Guida di Spoleto 1873 p. 27.

3) Vergl. Pungileoni p. 28. Ueber zwei in den Uffizien zu Florenz aufbewahrte Zeichnungen, welche die Kirche S. Eligio darstellen und von B. Peruzzi's und Raphael's Hand sein sollen, s. Vasari-Lemonnier VIII. 231. Anm. und Jahn Jahrb. f. Kunstwissensch. II. 145.

4) S. Grandjean et Famin archit. toscane pl. 105; nach Grandjean ward der Bau 1509 begonnen, nach Vasari-Lemonier (VII, 142) 1492; an der Aufsenmauer der Kirche steht die Jahreszahl 1508.

5) Vasari-Lemonnier VII. 142. 145. Anm. giebt noch andere von Vitoni in Pistoja erbaute Kirchen an.

nige der Vorhalle der Umiltà. Die Bauzeit giebt eine am Gesims der Kuppel befindliche Inschrift an: MDXIII.[1])

Eine eigenartige Anlage zeigt S. Maria delle Grazie o del Letto zu Pistoja; einem Kreuzbau, dessen Vierungskuppel auf freistehenden Säulen ruht, und dessen Arme mit Tonnen überdeckt sind, legt sich ein breites mit reich bemalter Cassettendecke versehenes Schiff vor (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 8). Die Architektur des Innern, wie die der gut disponirten Façade, dessen Portal von reicher Ausbildung ist, zeigt die Formen einer edlen Frührenaissance. Die Kirche ward (nach Tigri) ca. 1484 erbaut, 1535 geweiht.

Die kleine Kirche S. Sebastiano zu Siena, hinter dem Spedale di S. M. della Scala belegen (s. Grundrifs Bl. 50 Fig. 6, Durchschnitt Fig. 7), die nach Zeichnung des Balt. Peruzzi (oder des Girol. di maestro Domenico Ponsi?)[2]) ausgeführt sein soll, ist ein griechischer Kreuzbau von günstigen Raumverhältnissen und schönem Detail.

Der Grundrifs (s. Bl. 50 Fig. 8) der Kirche S. Giuseppe zu Siena bildet ein ungleichseitiges Achteck mit kurzen Kreuzflügeln in den Hauptaxen. Der Mittelraum (s. Durchschnitt Bl. 50 Fig. 9), durch ein Klostergewölbe überdeckt, in welches die über einer Pfeilerstellung aufsteigenden Bögen einschneiden, hat ziemlich gedrückte Verhältnisse; von ungünstiger Wirkung ist die Ungleichheit der Achtecksseiten und die Höhendifferenz der Bögen. Die Formen der Architektur sind von mittelmäfsiger Bildung; der Bau erscheint des Peruzzi, dem er wohl zugeschrieben wird, nicht würdig; eher dürfte Cataneo oder Ricci der Architekt der Kirche sein. Die unschöne Façade ward 1653 nach Zeichnung des Architekten Giovanelli erbaut.

Dieselbe Grundform wie S. Giuseppe, aber günstigere Raumverhältnisse hat die barocke Kirche S. S. Pietro e Paolo alla chiocciola zu Siena (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 23), im XVII. Jahrhundert durch Fiaminio del Turco erbaut.

Die Kirche S. Giov. Battista zu Pesaro (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 11), von Vasari (im Leben des Genga) übermäfsig gerühmt „als ein Werk, das neben den schönsten Gebäuden Roms bestehen kann", ward nach einem von Girolamo Genga im Auftrag des Herzogs Guidobaldo von Urbino gefertigten Modell von Bartolomeo, dem Sohn des Girolamo, ausgeführt. Die Anlage besteht aus einem central disponirten Bau, hohem, von einem Klostergewölbe überdeckten Vierungsraum mit (ursprünglich wohl 3, nach Umbau des Chors 2) Conchen, kleinen kuppelgedeckten Nebenräumen und Sacristeien und aus einem einschiffigen tonnengewölbten Langhause mit Seitencapellen.[3]) Diese und die Pfeiler des Langhauses sind (in ähnlicher Weise wie bei dem bekannten Plane Raphael's für S. Peter zu Rom) fast ganz in Nischen aufgelöst. Auffällig erscheint es, dafs die Nischen nicht an den Aufsenmauern hervortreten, diese vielmehr geradlinig sind und eine Bekleidung von Pilastern zeigen, die keinen Bezug zum Innern haben. Die unvollendete Façade (deren Architektur nur an einzelnen Marmorsäulen und Pfeilern mit schönem Detail zur Ausführung gekommen ist) läfst ein grofsartiges Nischensystem erkennen. Die Architektur des Innern ist ebenfalls unvollendet. Eine Inschrifttafel im Chor, eine zweite an einem der Schiffspfeiler besagen, dafs 1543 der Grundstein der Kirche gelegt, 1656 dieselbe geweiht sei.

1) Tigri, Pistoja e il suo territorio, erwähnt, die Kirche sei um 1494 erbaut; nach Vasari-Lemonier fertigte Vitoni schon 1484 ein Modell der Kirche.

2) Vgl. Siena e il suo territorio. Siena 1862. Falaschi. relaz. delle cose notab. nella città di Siena 1815. Porri e Romagnoli, cenni stor. art. di Siena 1840.

3) In der Anlage von auffallender Aehnlichkeit mit S. Giov. Batt. zu Pesaro ist Palladio's Kirche del Redentore zu Venedig (1577).

Eine einfache Anlage (s. Grundrifs Bl. 51 Fig. 8 Durchschnitt Fig. 9) zeigt S. Bernardino fuori le mura bei Urbino (an der nach Pesaro führenden Strafse gelegen), eine anmuthige kleine Kirche der Frührenaissance. Dem Vierungsraum, der mit einer sphärischen Kuppel, deren Tragebögen auf Säulen ruhen, überwölbt ist, schliefst sich einerseits ein tonnengewölbtes kurzes Langhaus, andererseits ein niedriger Chorraum an. Innere und äufsere Architektur zeigen grofse Uebereinstimmung; die Formen der Fenster und Gesimse sind einfach, nur das hübsche Portal zeigt eine reiche, zierliche Architektur. Als Baumeister der Kirche führen die Guiden ohne Nachweis Bramante an; wahrscheinlicher ward dieselbe von einem der Architekten des herzoglichen Palastes zu Urbino erbaut; die Kapitelle der Vierungssäulen gleichen fast vollständig denen der Säulen im Hofe des Pal. ducale. Die Kirche enthält die Gräber des grofsen Federigo di Montefeltro († 1482), Gründers des Palastes und der Bibliothek zu Urbino, und das seines Sohnes Guidobaldo, der den herzoglichen Palast in Pesaro erbaute.

S. Chiara zu Urbino (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 13), ein kleiner Rundbau einfachster Anlage (früher nach ganz unbegründeter Annahme für ein Werk Bramante's gehalten), ward 1630 unter dem letzten Herzoge von Urbino, Fr. Maria, vom Architekten Bern. Baldi erbaut.[1])

Von Michele Sanmicheli (1484—1559), der (nach Vasari) in Orvieto und Montefiascone die Ausführung bedeutender Werke unternahm, soll der Bau des Domes S. Margareta zu Montefiascone (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 9) begonnen sein. Von der ersten Ausführung ist wenig erhalten, da der Bau nach einem grofsen Brande im Jahre 1675 in üblen Rococoformen erneuert ward. Die Façade, die von 2 Thürmen eingefafst ist, ward 1840 erbaut.

Die kleine Kirche S. Maria delle Grazie bei Montefiascone (s. Grundrifs Bl. 62 Fig. 10), ein Kreuzbau von ähnlicher Anlage wie S. Giov. Battista zu Pistoja, wird für ein frühes Werk des Michele gehalten. Das Innere ist von ansprechenden Verhältnissen, die Architektur in der Bildung der Einzelformen noch befangen.

Das bedeutendste Werk Michele's ist die bekannte Cap. Pellegrini bei S. Bernardino zu Verona (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 12; genauere Aufnahme bei Isabelle édif. circ. pl. 65), die er wohl in spätern Lebensjahren erbaute.

Die Kirche Mad. di Campagna in S. Micheli (dem Geburtsort des Meisters) bei Verona (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 13; Aufnahme bei Isabelle édif. circ.) ward nach Michele's Plänen begonnen, aber später mit Veränderungen ausgeführt.

Antonio da San Gallo der Jüngere (1485—1546) soll nach Vasari[2]) auf der Isola Bisantina des Lago

1) Pungileoni, p. 15 u. 59. Ricci, storia dell' archit. in Italia II. 124.

2) Vita di Ant. da San Gallo.

di Bolsena zwei centralförmige Tempelchen erbaut haben. Nur ein derartiger Bau, la Rocchina (s. den Grundr. in beistehendem Holzschnitt) genannt, ist dort erhalten. Derselbe zeigt eine etwas schulmäfsige Behandlung der Architektur und wird an Ort und Stelle als ein Werk des Vignola angegeben.

In Venedig kommt die Anlage des griechischen Kreuzes mit Kuppel über der Vierung und mit niedrigen Eckcapellen schon am Schlufs des XV. Jahrhunderts vor (S. Giov. Crisostomo 1483 u. a. Kirchen). Mit venezianischen Kirchen (besonders S. Salvatore) verwandt ist die hübsche Madonnina della porta disotto zu Ferrara, ein Kreuzbau kleinsten Maafsstabes (s. Grundrifs Bl. 51 Fig. 10, Durchschn. Fig. 11) 1526 (oder 1531) bis 1536 erbaut.[1] Das Innere ist von günstigen Raumverhältnissen und guter Architektur; eigenartig ist die Bildung der Stützen, Pfeiler mit vier angelehnten Halbsäulen.

Dem Grundmotiv des Bramante'schen Plans für S. Peter zu Rom (1506) folgt eine Anzahl Kirchen, von denen die bedeutendsten:

S. Giov. Battista zu Ferrara, 1506 nach Zeichnung des Architekten Fr. Marighella begonnen. Der Chor zeigt aufsen zierliche Formen der Frührenaissance.

S. Spirito zu Ferrara, 1519 durch Herzog Alfonso II nach grofsartigen Plänen begonnen, nach dessen Tode nur nothdürftig fertiggestellt (1656 geweiht).

Madonna della Steccata zu Parma (s. Jahrg. XXVIII. Bl. 24—26 p. 157) 1521.

Madonna di Campagna zu Piacenza (s. Jahrg. XXIX. Bl. 8 u. 9 p. 47) 1522.

Madonna della Vergine zu Macerata bei Loreto (s. den Grundrifs in beistehendem Holzschnitt) 1550 (oder 1548) begonnen durch Galeasso da Carpi.[2]), Chiesa nuova zu Cortona 1550, S. M. di Carignano zu Genua 1552—1560 durch Gal. Alessi, Mad. della Ghiara zu Reggio (nell' Emilia) 1597 durch Al. Balbi und Fr. Pacchioni, der Dom zu Brescia (s. d. Grundrifs in nachfolgendem Holzschnitt) 1604 nach Zeichnung des Architekten B. Lantana begonnen, die Kuppel 1825 errichtet, S. Teresa zu Perugia, Purificazione zu Pesaro (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 14), S. Alessandro zu Mailand 1602—80 durch Binago, S. Carlo a' Catinari zu Rom 1612 von Rosati, S. Maria di Monte Berico bei Vicenza 1668; die letzten sechs Kirchen gehören schon dem Barockstyl an.

1) Die drei Nischen wurden später angefügt; die Façade durch Alb. Schiatti errichtet; der Chor soll sich ursprünglich an der Stelle des jetzigen Eingangs befunden haben.

2) S. Vigo descriz. . . . . . Macerata 1760.

Die Centralkirchen der Spätrenaissance verdienen ihrer oft eigenartigen Anlage und schönen Raumwirkung wegen Beachtung. Unter den mannigfaltigen Plananlagen kommt nur vereinzelt die Rundform[1]) (S. Sebastiano zu Mailand, 1576 von P. Pellegrini, (Bl. 63 Fig. 12), S. Simone minore zu Venedig 1718—38, S. M. Maddalena zu Venedig 1750—75) und das einfache Polygon vor (die oben erwähnte Chiesa dell' Inviolata zu Riva 1601—18 (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 15), Madonna del pianto 1650 (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 16) und Madonna della Salute zu Venedig von Longhena, Mad. del Soccorso zu Rovigo, ein achteckiger Bau mit äufserem Umgang, (1594 von Fr. Zamberlanco, einem Schüler Palladio's, errichtet) und die zwölfseitige Parrocchialkirche zu Loano an der Riviera (1633—38). Die Form des griechischen Kreuzes findet sich in der Spätrenaissance nur vereinzelt: S. Maria di Belvedere bei Città di Castello 1669—84 (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 24) und S. S. Pietro e Paolo alla chiocciola zu Siena (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 23). S. Maria del Suffragio zu Ravenna (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 27) 1701—28 ist ein achteckiger, ziemlich niedriger Kuppelbau mit vier kurzen Kreuzflügeln und vier kleinen Kuppelräumen an den Diagonalseiten. Von sehr abnormer Anlage[2]) ist S. M. del Torresino zu Padua, 1718—26[3]) (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 28), ein Rundbau mit innerer, enger Säulenstellung, die einen hohen Tambour mit Kuppel trägt. Bei Kirchen des 17. und 18. Jahrhunderts zeigt sich vielfach das Bestreben, durch sehr kurze, nur nischenartige Kreuzarme und Abstumpfung der Ecken der Vierung einen einheitlichen, geschlossenen Raum zu bilden; so haben eine annähernd ovale oder ungleichseitig achteckige Grundform: die Chiesa della Visitazione zu S. Remo (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 22), S. Nicolo zu Cervo (an der Riviera), (Bl. 63 Fig. 26), S. Ubaldo zu Pesaro 1605 (Bl. 63 Fig. 17), S. Maria della Vita zu Bologna 1687—1787 von Borgonzoni (Bl. 63 Fig. 25), S. Luca bei Bologna (Bl. 63 Fig. 29) 1731 von C. Dotti und S. S. Pietro e Paolo zu Ceriano bei S. Remo, 1670—1679 (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 21) von Belmonte aus Val d'Oneglia errichtet, ein Bau von grofsartigster Raumwirkung.

1) Eine eigenartige Plananlage zeigt die nach italienischem Vorbilde errichtete, durch schöne Raumverhältnisse ausgezeichnete Mariahilfkirche zu Innsbruck (1648), deren Grundrifs nebenstehende Figur giebt.

2) Ueber die Veranlassung zu derselben s. Memorie di S. M. d. Torresino, Padua.

3) Nicht XVI. Jahrhundert, wie Burckhardt's Cic. p. 321 Anm. 2 angiebt.

Die Quaimauern auf Feyenoord bei Rotterdam.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 64 bis 66 im Atlas.)

Bei den Anlagen der Rotterdamer Handelsvereinigung auf Feyenoord, welche in Heft I bis III des Jahrgangs 1881 dieser Zeitschrift eine kurze Behandlung erfahren haben, begründet sich in constructiver Beziehung das engere Interesse auf den aufsergewöhnlich schwierigen Fundirungsverhältnissen, welche insbesondere bei den in grofser Ausdehnung daselbst zur Ausführung gelangten Quaimauern zu überwinden waren, zugleich aber zu höchst eigenartigen Lösungen Veranlassung boten.

Die hierauf bezüglichen nachfolgenden Mittheilungen schliefsen im Wesentlichen an eine den gleichen Gegenstand behandelnde holländische Publication der Chef-Ingenieure der Rotterdamer Handelsvereinigung F. J. Stieltjes und A. W. Mees „De Werken der Rotterdamsche Handelsvereeniging op Feyenoord 1° Aflevering, Kaaimuren, Rotterdam H. A. Kramers & Zoon" an, nehmen jedoch zugleich auch Rücksicht auf einige während der Bauausführung gegen das Project bewirkte Aenderungen, deren Richtigstellung ich vorgenanntem Herrn A. W. Mees danke.

Vorweg möge übrigens nicht unbemerkt bleiben, dafs nach der Ueberzeugung, welche ich bei wiederholtem Besuche von Feyenoord, zuletzt im Spätsommer 1880, gewonnen, die sämmtlichen Anlagen sich vorzüglichst bewähren, was um so mehr einer nachdrücklichen Erwähnung verdient, als dieselbe mit einer meisterhaft angewendeten Oekonomie der Bauwerke zur Ausführung gelangt sind.

Die Betriebsübergabe der Quais erfolgte gegen Ende 1879.

Allgemeine Vorbemerkungen.

Als zuerst dem Gedanken eines Ausbaues der Insel Feyenoord zu Handelszwecken im Jahre 1870 nahe getreten wurde, beabsichtigte man, die Quais als Böschungen mit Basalt-Revetement auszubilden und die Möglichkeit des directen Anlegens der Schiffe an ein steiles Quai durch den Einbau von einzelnen in regelmäfsigen Abständen anzuordnenden hölzernen Steigern herzustellen.

Bei der Schwierigkeit einer Fundirung von steilen Quaimauern auf Feyenoord hätte diese Anordnung den Vorzug erheblich gröfserer Billigkeit gehabt. Dem gegenüber kamen indessen folgende Nachtheile in Betracht:

1) der Verlust von ppr. 11 m Terrainbreite auf jedem Quai,

2) die Unmöglichkeit einer Anordnung von Laufkrahnen, sowie die Einschränkung der für den Ueberladeverkehr nutzbaren Quailänge,

3) gröfsere Unterhaltungskosten, wenngleich letztere durch Verwendung von Eisen zu den im wechselnden Wasser befindlichen Constructionstheilen hätten eingeschränkt werden können.

Aus diesen Gründen entschlofs man sich um so eher zu der Anlage von steilen massiven Uferschälungen, als auch die Stadt Rotterdam für den projectirten Durchstich der Insel Feyenoord — den Königshafen — eine theilweise Umfassung mit Quaimauern in Aussicht genommen hatte.

Nach Art der in dem alten Rotterdam auf dem rechten Ufer der Maas, sowie in den innerhalb der Stadt belegenen Grachten zur Ausführung gelangten Quaimauern waren indessen auch die für Feyenoord projectirten (cfr. Blatt 64) nur in beschränktem Maafse auf ein Anlegen gröfserer Schiffe berechnet.

Die Wasserstandsordinaten bezw. maafsgeblichen Constructionsordinaten sind für Rotterdam folgende:

Mittlere Ebbe	$-0,_{36}$ A. P.
Mittlere Fluth	$+0,_{91}$ „ „
Niedrigste Ebbe	$-1,_{00}$ „ „
Höchste Fluth	$+3,_{18}$ „ „

Die Sohle der Hafenanlagen war danach von der Rotterdamer Handelsvereinigung für den Binnen- und Entrepothafen — gleich dem Königshafen — zu $-6,_{00}$ m A. P., und von der Staatsbahn für das Eisenbahnbassin zu $-5,_{00}$ A. P., dagegen die Höhenlage der Quais, abgesehen von einigen noch näher zu bezeichnenden Ausnahmen, zu in med. $+3,_{50}$ m A. P. festgesetzt worden.

Der Untergrund der Insel Feyenoord setzt sich bis zu einer Tiefe von rot. — 20 m A. P. aus Moor und Vegetabilien haltenden Schichten zusammen. Die Frage der Fundirung war danach, wenn von einer solchen vermittelst comprimirter Luft aus Kostenrücksichten abgesehen werden mufste, zwar noch im Sinne einer Pfahlrostfundirung zu entscheiden, indessen machte die besonders ungünstige Bodenbeschaffenheit bezw. die grofse Länge der theilweise freistehenden Pfähle die Fundirung zu einer äufserst schwierigen.

Es galt insbesondre, folgende Gesichtspunkte in's Auge zu fassen:

1) eine Einschränkung des seitlichen Erddrucks bezw. möglichst centrische Belastungen der Pfähle behufs Vermeidung von Durchbiegungen der letzteren zu erzielen, und

2) mit Rücksicht auf die geringe Tragfähigkeit des Untergrundes gleichzeitig noch eine Verringerung des Eigengewichts der Quaimauer anzustreben. — Es wurde hierbei die erlaubte Belastung eines Pfahles zu in max. 10000 kg festgesetzt.

Die zu 1) gestellte Bedingung läfst sich zum Theil durch Verbreiterung des Fundirungsrostes bezw. durch Erzeugung grofser Verticallasten und die hieraus sich folgernde relative Reduction der horizontalen Erddruckscomponenten erzielen, indessen die gleichzeitige Erfüllung der in 2) genannten Bedingungen nur durch Auflösung des Mauerquerschnittes selbst, bei gleichzeitiger Verbreiterung des Fundirungsrostes zu ermöglichen ist. Im letzteren Fall wäre alsdann die Beseitigung der aus dem Hinterfüllungsmaterial sich ergebenden Stabilitätswiderstände durch eine theilweise Abdichtung desselben bezw. durch Freilassung einer natürlichen Böschung des Erdreichs unter dem Bauwerke fort zu erzielen.

Abgesehen von modernen Ausführungen, konnten mehrere aus älterer Zeit stammende holländische Profile hierbei als allgemeines Vorbild dienen. Bereits gegen Mitte des 17. Jahrh. gelangten in Amsterdam Quaimauern, die mit Hohlräumen auf verbreitertem Fundirungsroste construirt waren, zur Ausführung. Auch bei Festungsmauern waren derartige Profile, wie Fig. 1 u. 2 auf Bl. 64 erläutern, gegen Ende desselben Jahrhunderts verwendet worden. Seitdem aber geriethen diese — in Frankreich als murs en décharge bezeichneten — Profile in Vergessenheit, bis selbige in den

40 er Jahren durch den Ingenieur Froger in Amsterdam wieder von neuem in Aufnahme gelangten.

Während nun die von der Stadt Rotterdam sowie von der Staatsbahn am Südwestquai des Eisenbahnbassins ausgeführten Quaimauern, ohne Rücksicht auf die hieraus folgende Vermehrung des Eigengewichts, als Vollmauern auf verbreitertem Pfahlroste construirt sind, haben die meist als Bekleidungsmauern der Böschung ausgebildeten Profile der Rotterdamer Handelsvereinigung, in Erfüllung der ad 1) und 2) gestellten Bedingungen, gleichzeitig den Typus einer „mur en décharge“ erhalten.

Im Nachfolgenden sind die Profile der Qaimauern einzeln und eingehend näher behandelt.

I. Quaimauer am Entrepothafen und den anschliefsenden Theilen des Binnenhafens.

(Ausgeführte Länge rot. 700 m.)

Die Sohle des Entrepothafens liegt an $-6,_{00}$ m A. P.; die Deckplattenoberkante der Qaimauern, theils an $+4,_{30}$ m, theils an $+3,_{40}$ m A. P. Die erstere Höhenlage bezieht sich auf die vor dem Entrepotgebäude belegene Strecke, woselbst das Terrain zum Zwecke eines bequemen Ueberladeverkehrs auf die Eisenbahnfahrzeuge eine um $0,_{90}$ m über dem Terrain bezw. Schienengeleis erhöhte Lage erhalten hat.

Die Sohle des Hafens war bis an $-4,_{00}$ m A. P. vor Ausführung der Quaimauern im Trockenen, von da ab bis an $-6,_{00}$ m später mittelst Bagger ausgehoben worden.

Die Construction der Mauer, die im Wesentlichen als Bekleidungsmauer der Böschung charakterisirt werden kann, ist folgende (cfr. Fig. 5 — 12 auf Blatt 64):

Die Oberkante der Pfahlrost-Fundirung liegt (bei dem normalen Profil)*) an $-3,_{50}$ m A. P. Die Vertheilung der Grundpfähle ist, entsprechend der Construction des Ueberbaues, welcher aus einzelnen Pfeilern mit zwischengespannten Kappen besteht, eine ungleichmäfsige.

Der Axenabstand der vier unter den Pfeilern befindlichen Pfahlreihen, deren jede 9 bezw. 10 Pfähle enthält, beträgt $0,_{56}$ m. Aufser diesen ist noch eine aus 9 Pfählen bestehende Pfahlreihe in den Ebenen der Kappenaxen angeordnet. Sämmtliche Pfähle sind vertical geschlagen; nur die in der Frontreihe befindlichen haben eine geneigte Stellung erhalten.

Der Querverband der Fundirung wird durch Schwellen von 20 bis 30 cm Stärke und $8,_{94}$ bezw. $10,_{16}$ m Länge vermittelt. Das letztere Maafs bezieht sich auf das vor dem Entrepot befindliche hohe Profil der Quaimauer. Sie sind mit den Pfählen der Frontreihe vermittelst Aufkämmung auf eine mit der letzteren verzapften Zange, mit den übrigen Pfählen indessen vermittelst des Grundzapfens verbunden.

Der Längsverband wird durch 6 mit den Querschwellen verkämmte Zangen von $0,_{22}$ und $0,_{21}$ m Stärke vermittelt. Der eigentliche, aus 6 cm starken Bohlen gebildete Rost befindet sich ausschliefslich unter den Pfeilern.

An Spundwänden ist nur eine vorhanden. Selbige ist 4 m tief und 10 cm stark; sie ist vertical geschlagen und lehnt sich gegen die vorderste, durch zwei weitere Pfähle verstärkte Pfahlreihe bezw. gegen die die letzteren verbindende Längsschwelle.

Die Länge der Grundpfähle beträgt, soweit selbige unmittelbar belastet sind, also unter den Pfeilern, 16 bis 20 m, sonst 14 m.

Der Axenabstand der massiven Pfeiler mifst $5,_{32}$ m. Die Stärke derselben verjüngt sich von $1,_{98}$ m in Höhe der Basis bis zu $1,_{32}$ m in Höhe der Ordinate $-2,_{17}$ m A. P. Behufs einer weiteren Einschränkung des Constructionsgewichts der Quaimauer sind in den Pfeilern noch Oeffnungen von $3,_{00}$ m Breite, welche in einer Kämpferhöhe von $+1,_{44}$ m A. P. durch flache Segmentbögen geschlossen sind, ausgespart. Die Abdeckung der einzelnen Pfeiler erfolgt durch $0,_{56}$ bezw. $0,_{38}$ m starke Kappen, auf die sich wasserwärts eine kleine bis zur Höhe der Abdeckplatte reichende Stirnmauer aufsetzt. Die Rückenseite der Quaimauer ist zwischen den Pfeilern durch einen $0,_{44}$ m (2 Stein) starken und $1,_{26}$ m breiten Gurtbogen, und weiter aufwärts durch eine $0,_{14}$ m starke vertical stehende Kappe geschlossen. Letztere ist sodann mit der Hauptkappe durch eine kuppelförmige Stichkappe verbunden. Die Abdeckung der Kappen besteht aus einer abgepflasterten Sandschicht von $0,_{50}$ bezw. $0,_{68}$ m Stärke für das hohe bezw. niedrige Profil.

In Abständen von 5 zu 5 Pfeilern wurden schliefslich noch, theils aus Rücksicht auf die leichtere Ausführung, theils auch aus Stabilitätsrücksichten bei etwaigem ungleichmäfsigen Setzen der Fundirung durch die Einschaltung von kleinen Zwischenwänden Gruppenpfeiler gebildet.

Die aus Flufssand bestehende Hinterfüllung der Quaimauer ist nach 1 : 2, etwas flacher als nach dem natürlicken Böschungswinkel geschüttet. Sie schneidet an $-3,_{50}$ m A. P. an der vordersten Zange des Rostes und an $+0,_{95}$ m bezw. $0,_{36}$ m in den hinteren abschliefsenden Gurtbogen ein. Es ist danach der auf die Quaimauer wirkende Erddruck auf einen aliquoten Theil, nämlich den auf die Pfeiler in deren voller Höhe, sowie auf den auf die hintere Kappe in einer Höhe, von $+0,_{95}$ m bezw. $0,_{36}$ m bis an $+4,_{30}$ m resp. $3,_{40}$ m A. P. resultirenden Druck des qualitativ guten Hinterfüllungsmaterials beschränkt.

Anfänglich war die Abböschung des letzteren nach einem flacheren Winkel, nämlich nach 1 : 1¼ projectirt, und wäre in diesem Falle der seitliche Erddruck, da die Böschung alsdann noch innerhalb der Qaimauerbreite in die Terrainordinate eingeschnitten hätte, und die Anordnung der hinten abschliefsenden Kappe überflüssig geworden wäre, auf den auf die Pfeiler selbst entfallenden Bruchtheil beschränkt geblieben. Mit Rücksicht auf die schlechte Beschaffenheit des Untergrundes und die hierdurch gebotene sorgfältige Sicherung der Hafensohle gegen Auftrieb entschlofs man sich später zu der flacheren Böschung. Letztere erhielt sodann noch streckenweise eine weitere Befestigung durch eine schwache abgepflasterte Faschinenlage, sowie auch durch die Belastung des Böschungsfufses mittelst einer Schüttung von Basaltkrotzen, behufs deren Aufnahme vorher ein in der Sohle rot. 5 m breites Prisma bis an $7,_{00}$ m A. P. ausgebaggert und durch Sand ersetzt worden war.

Das Mauerwerk selbst ist von $3,_{50}$ m bis an $-0,_{30}$ m in deutschen Ziegeln grofsen Formats, von da an aufwärts in Waalklinkern ausgeführt. Der Mörtel besteht bis an

*) Besondere Schwierigkeiten und Zwischenfälle während der Bauausführung gaben zu einer theilweisen Modification des ursprünglichen Profils namentlich für die Querseite des Entrepothafens Veranlassung. Selbige werden an späterer Stelle besprochen.

$\pm$ 0 A. P. aus 5 Theilen Muschelkalk und 3 Theilen Trafs, über $\pm$ 0 A. P. aus verlängertem Trafsmörtel: 3 Theilen Doornik'schem Kalk, 2 Theilen Trafs und 1 Theil Sand. Die Gewölbe sind aus Cementstein resp. Betonmasse aus der Lindo'schen Fabrik zu Delft hergestellt. Das Mischungsverhältnifs derselben setzt sich aus 1 Theil Biberacher Cement (Dyckerhoff u. Söhne) und 5 Theilen Flufsgrand (Lek- resp. Rhein-Kies) zusammen.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauern am Entrepot- und den anschliefsenden Theilen des Binnenhafens.

1. Niedriges Profil.

(Höhenlage der Abdeckplatte +3,50 m A. P., des Fundirungsrostes —3,50 m A. P., der Hafensohle —6,00 A. P., Länge der Grundpfähle 20 — 3,5 = 16,5 m).

Pro Axe von 5,32 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 16,5 m lang	99 · 16,5 = m 643,5	2,21	—	1422,14	—	Auf 5 Axen, also auf 5 · 5,32 m Länge erwächst für die Gruppenpfeiler einschliefslich des Zuschusses an Fundirungspfählen ein Massen- bezw. Kostenzuschlag von 2,00 cbm Tannenholz und 33,00 cbm Mauerwerk bezw. 1207 ℳ d. i. pro lfd. m 45,38 ℳ. Das Mehrgewicht ist durch die vermehrte Anzahl von Grundpfählen als compensirt zu erachten.
desgl. à 14,0 m lang	3 · 14 = m 42,0	2,21	—	92,82	—	
Rostschwellen und Bohlen	cbm 7,43	76,50	—	568,40	—	
Ziegelmauerwerk, deutsche Ziegel in fettem hydraulischen Mörtel	„ 27,75	29,75	1800	825,66	49950	
Ziegelmauerwerk in Waalklinkern . . .	„ 18,00	34,00	1800	632,40	33480	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 5,30	37,40	1880	198,22	9540	
Betonmauerwerk	„ 27,00	35,70	2250	963,90	60750	
Haustein	„ 0,96	119,0	2700	114,24	2592	
Basaltschüttung	„ 16,00	13,60	2500	217,60	—	
Sandabdeckung über den Gewölben . .	„ 32,00	1,70	2000	54,40	64000	
Abgepflasterte Böschung	qm 35,00	2,72	—	95,20	—	
	Auf 5,32 m Länge in Summa			5184,38	220312	

Mithin pro lfd. m 974,62 + 45,38 = 1020,00 ℳ

Belastung jedes der 39 tragenden Grundpfähle {5650, 5510, 5080, 3880} kg bei einem Wasserstande von {— 3,50 A. P., — 1,00 „, + 1,00 „, + 3,00 „}

Bei einer Gesammtgrundfläche von 41,5 qm pro Axe ergiebt sich demnach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 41,5 / 39 = 1,03 qm.
Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2060 kg, 3090 „, 3605 „}

2. Hohes Profil.

(Höhenlage der Abdeckplatte +4,30 m A. P.; des Fundirungsrostes —3,50 m A. P., Länge der Grundpfähle 20,00 — 3,50 = 16,50 m.)

Pro Axe von 5,32 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 26,5 m lang	43 · 16,5 = m 709,5	2,21	—	1568,00	—	Auf 5 Axen, mithin auf 5 · 5,32 = 26,60 m erwächst für die Gruppenpfeiler einschliefslich des Zuschusses an Fundirungspfählen ein Massen- resp. Kostenzuschufs von 2,00 cbm Tannenholz und 42,50 cbm Mauerwerk bezw. 1519,80 ℳ, d. i. pro lfd. m 57,14 ℳ
desgl. à 14,0 m lang	3 · 14,0 = m 42,0	2,21	—	92,82	—	
Rostschwellen und Bohlen	cbm 8,40	76,50	—	642,60	—	
Ziegelmauerwerk, deutsche Ziegel in fettem hydraulischen Mörtel	„ 32,00	29,75	1800	952,00	57600	
Ziegelmauerwerk in Waalklinkern . . .	„ 28,00	34,00	1800	952,00	50400	
Gewölbemauerwerk	„ 5,80	37,40	1800	216,92	10440	
Betonmauerwerk	„ 30,00	35,70	2250	1071	67500	
Haustein	„ 0,96	119,0	2700	114,24	2592	
Basaltschüttung	„ 16,00	15,60	2500	217,60	—	
Sandbettung über den Gewölben . . .	„ 36,00	1,70	2000	61,20	72000	
Abgepflasterte Böschung	qm 41,50	2,72	—	112,88	—	
	Auf 5,32 m Länge in Summa			6001,26	260532	

Mithin pro lfd. m 1128,06 + 57,14 = 1185,20 ℳ

Belastung jedes der 43 tragenden Grundpfähle {6060, 5920, 5630, 4900} kg bei einem Wasserstande von {— 3,50 A. P., — 1,00 „, + 1,00 „, + 3,00 „}

Bei einer Gesammtgrundfläche von 48 qm pro Axe ergiebt sich danach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 48 / 43 = 1,12 qm.
Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2240 kg, 3360 „, 3920 „}

II. Quaimauer der Staatsbahn an der Südwestseite des Staatsbahnhafens.

Abgesehen von der localen Zugehörigkeit ist eine Mittheilung des Profils der Quaimauer der Staatsbahn (Fig. 13, 14 auf Bl. 64) auch deshalb von Interesse, weil dasselbe zu einer weiteren Gruppe von Profilen Veranlassung bot, bei denen versucht werden sollte, die Eigenthümlichkeiten und Vortheile des vorbeschriebenen Profils des Entrepothafens mit denen des Staatsbahnquais zu vereinigen.

Die Sohle des Staatsbahnhafens liegt an — 5,00 m A. P., demnach um 1 m höher als diejenige des Binnen- sowie des Entrepothafens. Der wesentlichste Unterschied der Quai-

mauer der Staatsbahn gegen das vorbehandelte Profil besteht nun darin, dafs selbige einmal eine Vollmauer ist, die den vollen Erddruck des Hinterfüllungsmaterials aufzunehmen hat, dafs sodann vermittelst der Verbreiterung des Rostes und des Fundirungsbettes die Verticalcomponenten von einem Theile des Hinterfüllungsbodens für die Stabilität der Mauer nutzbar gemacht worden sind.

Behufs Herstellung der Fundirung wurde zunächst die Baugrube der Quaimauer von der Sohlentiefe des Hafens an $-5{,}_{00}$ m A. P. bis nach $-6{,}_{70}$ m A. P. abfallend, auf $11{,}_{50}$ m Breite, und zwar im Trocknen, ausgehoben.

Es wurden sodann in banquettförmigen Absätzen bis an $-2{,}_{59}$ m A. P, in med. $0{,}_{50}$ m starke Sinkstücke eingebracht und durch selbige die Grundpfähle durchgeschlagen. Letztere sind in Querreihen von 1 m Axenabstand angeordnet, deren jede 5 Pfähle enthält, welche durch 30/30 cm starke kieferne Querschwellen verbunden sind. Ebensoviele 30/22 cm starke eichne Längszangen bilden den Längsverband, zwischen letzteren befindet sich der aus 10 cm starken kiefernen Bohlen bestehende Belag.

Das aufgehende Mauerwerk, welches an der Basis eine Stärke von $2{,}_{50}$ m und in der Krone eine solche von $2{,}_{23}$ m erhält, ist hinten nach 1 : 8 geradlinig und vorn nach einer Kreislinie von 25 m Radius aufgeböscht. Die beiden vordern Felder des i. s. $5{,}_{50}$ m breiten Rostes sind auf die Anlagebreite der Quaimauer von $2{,}_{50}$ m etwas enger als die hinteren, zur Aufnahme des Hinterfüllungsbodens dienenden angeordnet.

Als Material der Quaimauer waren ursprünglich Klinker in Aussicht genommen; in der Ausführung wurden indessen Basalte verwendet. Die Abdeckplatte liegt an $+3{,}_{60}$ m A. P., und ermittelt sich danach die Belastung jedes Pfahls aus dem blofsen Eigengewicht des Mauerwerks resp. des Hinterfüllungsmaterials bei einer Ausführung in Klinkern zu 10850 kg, und einer solchen in Basalt zu 13670 kg.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer am Südwestquai des Staatsbahnhafens.
(Höhenlage der Abdeckplatte + 3,60 m A. P., des Fundirungsrostes — 2,50 A. P., der Hafensohle — 5,00 A. P., Länge der Grundpfähle 20 — 2,5 = 17,50 m.)

Per laufenden Meter waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle	à 17,5 m lang, 5 · 17,5 = m 87,5	2,21	—	193,38	—	Die Länge der Grundpfähle beträgt hierselbst thatsächlich 18 m; behufs eines gleichwerthigen Vergleichs mit den Quaimauern der Rotterdamer Handelsvereinigung ist nebenstehend die Länge derselben zu 17,5 m angenommen worden.
Faschinen	cbm 29	4,25	—	123,25	—	
Tannenholz für die Fundirung	„ 1	76,50	—	76,50	—	
Eichenholz	„ 0,38	153,00	—	58,14	—	
Basaltsäulen	„ 13,40	34,00	3000	455,60	40200	
Haustein für die Abdeckplatten	„ 0,21	119,90	2700	24,99	567	
Basaltschüttung	„ 6,00	13,60	2500	81,60	—	
Hinterfüllungsmaterial auf dem Rost, Thonboden	„ 15,00	0,85	1600	12,75	24000	
desgl. Sandschüttung	„ 1,80	1,70	2000	3,06	3600	
	Pro 1 lfd. m in Summa			1029,27	68367	

Belastung jedes der 5 Grundpfähle { 13673, 11800, 9880, 8080 } kg bei einem Wasserstande von { − 2,50 m A. P., − 1,00 „ „, + 1,00 „ „, + 3,00 „ „ }

Bei einer Gesammtgrundfläche der Quaimauer pro 1 lfd. m von 4,40 qm ergiebt sich die Belastungsfläche eines Pfahls zu 4,40/5 = 0,88 qm

Mithin beträgt die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von { 2000, 3000, 3500 } kg pro qm { 1700 kg, 2640 „, 3080 „ }

III. Versuchsprofile auf der 40 m langen Endstrecke des Binnenhafens.

Um bei den wesentlichen Eigenthümlichkeiten und Verschiedenheiten der beiden vorbehandelten Profile ein endgültiges Urtheil über die Vorzüge derselben bezw. eines aus beiden combinirten Profils zu gewinnen, entschlofs sich die Rotterdamer Handelsvereinigung vor der weiteren Ausführung ihrer Quaimauern zu dem Ausbau einer Versuchsstrecke. Man wählte hierzu die 40 m lange Endstrecke an dem Nordostquai des Binnenhafens. Etwaige Fehlbauten konnten hier um so weniger in's Gewicht fallen, als diese Strecke voraussichtlich ausschliefslich für den Verkehr kleinerer Fahrzeuge benutzbar bleibt. Während nun der Unterbau resp. die Fundirung auf der qu. Strecke durchgehends gleich durchgeführt wurde, ist der Ueberbau nach 5 bezw. 6 verschiedenen, mehr oder weniger hinsichtlich ihrer „Massivität" aufgelösten Profilen construirt. (Vergl. Fig. 1 — 6, Bl. 65).

Die Fundirung zunächst anlangend, so ist diese folgende: Pfahlreihen, jede zu 7 Pfählen, bilden den Grundbau. In der Richtung des Längenschnitts der Quaimauer sind selbige durch $0{,}_{30}$ à $0{,}_{20}$ m starke Schwellen verbunden. Ueber letzteren befindet sich ein Rost von 5 cm Stärke mit zwischenliegenden in Abständen von $1{,}_{33}$ m angeordneten Querschwellen von $0{,}_{20}$ à $0{,}_{13}$ m Stärke.

Die Oberkante des Rostes befindet sich an $-1{,}_{00}$ A. P., in Höhe des niedrigsten Ebbestandes.

Quer über den vorderen Theil des Rostes ist schliefslich noch eine $0{,}_{12}$ à $0{,}_{20}$ m starke Zange gestreckt.

Die nahezu auf die volle Tiefe des Querschnitts unter dem Rost nach 1 : 2 sich fortsetzende Böschung des Terrains hat im oberen Theile eine Abdeckung durch Schutt und Packwerk, im unteren eine solche durch ein Basaltrevetement erhalten. Um die über der Böschung, namentlich in den vorderen Pfahlreihen zum gröfseren Theil frei-

stehenden Pfähle gegen Durchbiegen wirksam zu sichern, sind selbige sowohl nach der Richtung des Quer- wie des Längenschnitts durch Zangen aus Rundholz, welche auf der Böschung in steigender bezw. in horizontaler Richtung angeordnet sind, verbunden. Aufserdem verbindet noch eine von der Vorderfront in absteigender Richtung angeordnete Zange aus vollem Rundholz die drei ersten in jeder Querschnittsaxe befindlichen Pfähle. Der Anschlufs der Zangen an die Pfähle resp. der Verband derselben unter einander erfolgte überall vermittelst eiserner Bügel und Bolzen. Der Längsverband des Pfahlrostes wird schliefslich noch in der Ansichtsfläche der ersten Pfahlreihe durch schräg gestellte von rechts nach links hin steigende Diagonalen aus Halbholz gesichert.

Die auf die gesammte Länge der 40 m langen Probestrecke gleichmäfsig ausgeführte Uebermauerung des Pfahlrostes besteht aus einer Ziegelschicht, welche in dem vorderen $4_{,00}$ m breiten Streifen $0_{,48}$ m und in dem hinteren $3_{,00}$ m breiten Streifen $0_{,18}$ m stark ist.

Auf diesem für sämmtliche Profile gleichen Unterbau befinden sich nachstehend kurz erörterte verschieden ausgebildete Profile des aufgehenden Mauerwerks.

a) Die beiden als Flügel resp. Widerlager der Probestrecke zu charakterisirenden Enden zeigen im Grundrifs einen 4 m langen und ebenso breiten, durch 6 Hohlräume aufgelösten Mauerkörper. Front- und Rückenmauer haben in ihrem aufgehenden Theile eine Stärke von $1^1/_2$ Stein $= 0_{,33}$ m; die mit den Axen der Pfahljoche zusammenfallenden Querzwischenwände haben eine gleiche Stärke, indessen die Längszwischenwand eine solche von 1 Stein $= 0_{,22}$ m erhalten hat. In einer Kämpferhöhe von $+ 2_{,00}$ m, resp. Scheitelhöhe von $+ 2_{,10}$ m A. P. sind die Hohlräume bis an $+ 2_{,25}$ m A. P. durch Kappen aus Cementgufs abgedeckt, nachdem zuvor die Hohlräume bis an $+ 1_{,00}$ m A. P. eine Ausfüllung durch Hinterfüllungsmaterial erhalten hatten. Die weitere Auffüllung bis an $+ 3_{,50}$ m A. P. wird durch eine kleine zum Theil auf dem Gewölbe aufgesattelte Frontmauer gestützt.

b) An diese Flügel lehnt sich demnächst unter Belassung einer $0_{,55}$ m starken Widerlagswand jeseitig ein aus Ziegeln gemauertes Gewölbe von 3 m lichter Spannweite. Während die Gewölbe wasserwärts offen sind, sind selbige landwärts durch gerade, $0_{,44}$ m starke Wände geschlossen.

c) Anschliefsend hieran folgte auf jeder Seite je ein durch einen $1_{,00}$ m starken Zwischenpfeiler von vorbeschriebenem getrenntes Gewölbe von gleicher Spannweite, jedoch in Cementgufsausführung.

d) Demnächst folgen unter Belassung $1_{,32}$ m starker Mittelpfeiler jeseitig ein Gewölbe von 4 m lichter Spannweite in Cementgufs, — hiervon eines mit gekrümmter, das andere mit gerader und durch einen Strebepfeiler wasserwärts ausgesteifter Rückenwand.

e) Das mittelste Gewölbe, welches gleichfalls 4 m lichte Spannweite hat, ist in Ziegeln gemauert, im Uebrigen dem sub d) beschriebenen analog. Die Rückenwand ist gleichfalls gekrümmt, indessen ein vorderer Abschlufs wie auch bei den sub b) bis d) beschriebenen bis auf die Stirnen der Pfeiler fehlt.

In sämmtlichen Profilen sind für die unteren Schichten bis an $+ 0_{,20}$ A. P. Ziegel deutschen Formats (24 à 12 à 6 cm), für die oberen Waalklinker (22 à 11 à $5_{,5}$ cm) verwendet. Der Mörtel besteht durchgehends aus 5 Theilen Doorniker Kalk und 3 Theilen Trafs.

Der Untergrund bestand hierselbst meist aus Sand und zwar unter — 4 m A. P. aus feinem Triebsand, der das Eintreiben der 16 bis 19 m langen Pfähle erheblich erschwerte.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer auf der 40 m langen Versuchsstrecke am Ende des Binnenhafens.

(Höhenlage der Abdeckplatte $+ 3{,}50$ m A. P., des Fundirungsrostes $= 1{,}00$ m A. P., Hafensohle $= 6{,}00$ m A. P., Länge der Grundpfähle $20 - 1 = 19$ m.)

Auf der vollen Länge der Versuchsstrecke von 40 m waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19 m lang	217 · 19 = m 4123	2,21	—	9111,83	—	
Tannen-Rundholz	m 397	1,87	—	742,39	—	
Geschnittenes Tannenholz für die Fundirung	cbm 34,43	76,50	—	2633,81	—	
Schmiedeeisen I. Qualität	kg 3084	0,595	—	1834,98	—	
Ziegelmauerwerk aus deutschen Steinen in fettem hydraulischen Mörtel	cbm 155,64	29,75	1800	4630,29	280152	
desgl. in Waalklinkern	„ 116,54	34,00	1800	3962,36	209772	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 25,08	37,40	1800	937,99	45144	
Betonmauerwerk	„ 63,47	35,70	2250	2265,88	142807	
Gufseiserne Abdeckplatten	kg 3600	0,204	—	734,40	3600	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	cbm 50	5,10	—	255,00	—	
Sand desgl.	„ 105	1,70	2000	178,50	210000	
Hinterfüllungsmaterial auf der hinteren Abtheilung des Rostes	„ 520	0,85	1600	442,00	832000	
Steinschüttung	„ 120	13,60	—	1632,00	—	
	Auf 40 m Länge in Summa			29361,43	1723475	

Mithin pro lfd. m Länge 743,04 ℳ

Belastung jedes der 217 tragenden Grundpfähle $\begin{Bmatrix} 7940 \\ 6320 \\ 4820 \end{Bmatrix}$ kg bei einem Wasserstande von $\begin{Bmatrix} -1{,}00 \text{ A. P.} \\ +1{,}00 \text{ „} \\ +3{,}06 \text{ „} \end{Bmatrix}$

Bei einer Gesammtdruckfläche von 280 qm ergiebt sich danach die Belastungsfläche pro Pfahl zu $280/217 = 1{,}29$ qm.

Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl:

bei einer mobilen Belastung von $\begin{Bmatrix} 2000 \\ 3000 \\ 3500 \end{Bmatrix}$ kg pro qm $\begin{Bmatrix} 2580 \text{ kg} \\ 3870 \text{ „} \\ 4515 \text{ „} \end{Bmatrix}$

Die besonderen Eigenthümlichkeiten und Vorzüge der sub III behandelten Profile lassen sich danach wie folgt zusammenfassen:

1) Reduction der Mauermassen durch Auflösen des massiven Ueberbaues.

2) Entlastung der Fundirungsvorderkante durch Lösung der ad 1) gestellten Bedingung und Belastung der Fundirungshinterkante durch Verbreiterung des Fundirungsrostes und Beschüttung des hinteren Theiles mit Hinterfüllungsmaterial.

3) Verringerung des Horizontalschubs der Hinterfüllungserde und somit Erzielung möglichst verticaler Belastungsresultanten durch die Beibehaltung der Erdböschung unter einem Theil der Fundirung. Der verbleibende Theil des Horizontalschubs des Erdreichs, welches zudem über dem hintern Theile des Fundirungsrostes aus gutem Hinter- resp. Auffüllungsmaterial gebildet ist, wird ausreichend durch die 4 m langen Pfeiler der Gewölbe aufgenommen.

Von der auf 280 qm sich berechnenden Grundfläche der Fundirung kommt hierselbst auf jeden der 217 Grundpfähle eine Belastungsfläche von $1,_{29}$ qm.

Die Belastung der Pfähle durch Eigengewicht bei den verschiedenen Wasserständen, sowie durch die zusätzliche mobile Belastung ist in der Zusammenstellung auf voriger Seite ermittelt.

IV. Quaimauer an der Nordostseite des Eisenbahnhafens und auf kürzerer Strecke des Königshafens.

Hierbei beträgt der Abstand der einzelnen Pfahljoche wie auf der Probestrecke pro 3 Joche $4,_{00}$ m, und zwar $2 \cdot 1,_{40} + 1 \cdot 1,_{20}$ m, und besteht jedes aus 11, für die ersten 7 Theilungen in Abständen von $0,_{96}$ m, für die letzten 3 in Abständen von $1,_{23}$ m angeordneten Pfählen (vergl. Fig. 7—13, Bl. 65), während auf jener nur 7 Pfähle in Abständen von $1,_0$ bis $1,_5$ m pro Joch vorgesehen waren.

Es konnte in Folge dessen der Auslauf der nach 2 : 1 angelegten Böschung des Hinterfüllungsmaterials resp. des Erdreichs bis in die Front der Quaimauer zurücktreten.

Abgesehen von den gröfseren Dimensionen, sowie auch von der andern Anordnung der Grundschwellen, welche hierselbst nicht der Längsrichtung, sondern der Querrichtung der Quaimauer nach verlegt sind, und somit eine Längsanordnung des den Rest bildenden Bohlenbelags bedingen, ist die Construction des Unterbaues die gleiche wie bei den sub III beschriebenen Profilen.

Das Profil des aufgehenden Mauerwerks war anfänglich wie bei dem Profil b der Versuchsstrecke beabsichtigt. Aus Ziegeln gemauerte Gewölbe von 3 m Lichtweite und 4 m Axenstellung, nur, der verbreiterten Fundirung entsprechend, von gröfserer Tiefe, sollten den Ueberbau bilden. Der Querschnitt der Pfeiler verjüngte sich hierbei von einer Anlagestärke von $1,_{70}$ m an $-0,_{50}$ m A. P. bis zu $1,_{00}$ m Stärke in Höhe von ± 0 A. P., um von hier aus in letzterer Stärke hochzugehen. Die Stellung der Pfeileraxe war indessen nicht wie auf der Probestrecke mit der Axe eines Pfahljochs zusammenfallend projectirt, vielmehr hatte man, der Verbreiterung des Pfeilerfufses entsprechend, selbige symmetrisch über zwei Pfahljoche vertheilt. Dieselben waren zu diesem Zwecke etwas näher, nämlich zu $1,_{20}$ m Axenabstand zusammengerückt worden.

Das Profil der Quaimauer am Königshafen (cfr. Blatt 65 Fig. 11—13), welche zuerst von beiden zur Ausführung gelangte, zeigt bis auf eine zu Schlufs dieses Capitels erwähnte und nachträglich daselbst für die Art der Abdeckung beschlossene Aenderung vorbeschriebene Anordnung.

Für die nordöstliche Quaimauer des Eisenbahnhafens, welche noch nicht über die Fundirung hinaus gediehen war, entschied man sich indessen für ein anderes Profil des Unterbaues.

Eine inzwischen am Eisenbahnhafen erfolgte Erdrutschung hatte nämlich ergeben, dafs der Untergrund noch weniger tragfähig war, als man bereits auf Grund der vielfachen Bohrungen für diese Stelle auf Feyenoord angenommen hatte. Es erschien danach die Anordnung von gröfseren, zumal gemauerten, Gewölben, die bei einem geringsten ungleichmäfsigen Setzen der Fundirung leicht hätten zerstört werden können, unzweckmäfsig. Das Profil wurde nunmehr dem an den Enden, den Flügeln resp. Widerlagern der Probestrecke zur Ausführung gelangten angepafst. Ueber den Pfahljochen befinden sich Pfeiler von $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke, welche wasserwärts in eine unten $3\frac{1}{2}$ Stein, oben $2\frac{1}{2}$ Stein starke Frontmauer eingreifen und landwärts gleichfalls durch schwach gebogene 2 Stein starke Futterkappen geschlossen sind. Aufserdem verbinden noch 1 Stein starke, der Längenrichtung nach angeordnete und bis $+ 1,_{50}$ m A. P. hochgeführte Zwischenwände die Pfeiler. Um für den Fall eines etwaigen Durchbruchs der das Baubassin des Eisenbahnhafens gegen die Maas resp. den Königshafen abschliefsenden Dämme die noch unfertige Quaimauer gegen einen eventuellen Auftrieb des Wassers zu schützen, setzte man in die $0,_{30}$ m starke Fundamentsohle kleine Thonrohre ein, welche später, vor der Ausfüllung der Fache mit Hinterfüllungsmaterial mittelst Fliesen zugedeckt wurden. Letztere Ausfüllung reicht bis an $+ 1,_{00}$ m A. P., und sind in dieser Höhe zur dauernden Ermöglichung eines Wasser-Ein- resp. Austritts bei höheren Wasserständen gleichfalls kleine Oeffnungen in den Querwänden belassen.

Der Eintritt des Wassers erfolgt von den für die Montage von Krahnen belassenen Hohlräumen aus. Die Abdeckung der einzelnen (von Axe zu Axe gerechnet) $1,_{40}$ resp. $1,_{20}$ m breiten Gefache ist vermittelst $0,_{25}$ m starker Cementgufsstücke in einer Kämpfer- resp. Leibungsscheitelhöhe von $+ 2,_{51}$ m resp. $+ 2,_{58}$ m A. P. erfolgt. Ein Setzen der Fundirung kann, bei der gleichmäfsigen Druckübertragung auf sämmtliche Fache, nur mehr gleichmäfsig erfolgen und wären jedenfalls eventuelle trotzdem vorkommende ungleichmäfsige Versackungen leichter wie bei gemauerten Gewölben zu beseitigen.

Gleichzeitig mit der Ausführung der Quaimauer wurden in Abständen von 4 zu 4 m auf dem hintern Ende des Rostes Brunnen von konischer Form aufgemauert um demnächst mit Sand gefüllt, um als Fundamente für die Bindersäulen der daselbst aufzuführenden Ladeschuppen zu dienen.

Bezüglich der am Königshafen belegenen Quaimauer ist noch die Bemerkung nachzutragen, dafs man nach bereits erfolgter Fertigstellung der in Axen von 4 m aufgeführten Pfeiler, zur Vermeidung gröfserer Gewölbe, über dem mittleren Pfahljoch noch eine Reihe von gufseisernen Säulen, und zwar deren drei, anordnete. Dieselben wurden sodann untereinander, sowie mit der hinteren Futtermauer durch

einen I-Träger verbunden, welcher als Kappenträger zu dienen hatte. Die somit auf die halbe Spannweite reducirten Gewölbe konnten nunmehr, wie bei der vorbesprochenen Quaimauer des Eisenbahnhafens, aus Cementgufsstücken hergestellt werden.

Während die Rückenfläche gleichfalls und zwar durch eine 2 Stein starke flache Kappe geschlossen worden ist, wurde die Front der Quaimauer zwischen den Pfeilern offen belassen.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer an der Nordostseite des Eisenbahnhafens und auf kürzerer Strecke des Königshafens.

(Höhenlage der Abdeckplatte + 3,50 m A. P., des Fundirungsrostes an — 1,00 A. P.. Länge der Grundpfähle 20 — 1 = 19 m.)

I. Ursprünglicher — nicht ausgeführter Entwurf: Kappen von 3 m Spannweite, Pfeiler von 1 m Stärke.

Pro Axe von 4 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19,00 m lang	33 · 19,00 = m 627	2,21	—	1385,67	—	
Tannenrundholz	m 56	1,87	—	104,72	—	
Schmiedeeisen	kg 409	0,595	—	243,36	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 4,71	76,5	—	360,32	—	
Aufgehendes Ziegelmauerwerk in deutschen Ziegeln und fettem hydraulischen Mörtel	„ 25,00	29,75	1800	743,75	45000	
desgl. in Waalklinkern	„ 11,50	34,00	1800	391,00	20700	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 12,00	37,40	1800	448,80	21600	
Haustein	„ 0,72	119,00	2700	85,68	1944	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	„ 5,00	5,10	—	25,50	—	
Sandschüttung für die Abdeckung der Quaimauer	„ 14.00	1'70	2000	23,80	28000	
Thonboden für die Auffüllung des Rostes	„ 86,00	0,85	1600	73,10	137600	
	Auf 4 m Länge in Summa			388570	254844	

Mithin pro 1 lfd. m 971,42 ℳ

Belastung jedes der 33 tragenden Grundpfähle $\left\{\begin{matrix}7720\\6920\\5990\end{matrix}\right\}$ kg bei einem Wasserstande von $\left\{\begin{matrix}-1{,}00 \text{ A.P.}\\+1{,}50 \text{ „}\\+3{,}00 \text{ „}\end{matrix}\right.$

Bei einer Gesammtgrundfläche von 42 qm pro Axe ergiebt sich danach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 42/33 = 1,28 qm

Mithin beträgt die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von $\left\{\begin{matrix}2000\\3000\\3500\end{matrix}\right\}$ kg pro qm $\left\{\begin{matrix}2560 \text{ kg}\\3840 \text{ „}\\4480 \text{ „}\end{matrix}\right.$

II. Profil am Königshafen: Fundirung wie ad I; Ueberbau mit verstärkter Rostübermauerung, gufseiserne Säulen, Zwischenstellung, Betonkappen, Frontmauer und gufseiserne Abdeckplatten.

Pro Axe von 4 m waren erforderlich:

Bemerkungen	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19 m lang =	38 · 19 m = m 627	2,21	—	1385,67	—	
Tannenrundholz	m 56	1,87	—	104,72	—	
Schmiedeeisen	kg 409	0,595	—	243,36	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 4,71	76,50	—	360,32	—	
Aufgehendes Mauerwerk in deutschen Ziegeln und fettem hydraulischen Mörtel	„ 24,50	29,75	1800	728,88	44100	
desgl. in Waalklinkern	„ 16,00	34,00	1800	544,00	28800	
Gufseiserne Säulen	kg 570	0,204	—	116,28	570	
Walzeisen	„ 367	0.272	—	99,83	367	
Betonkappen	cbm 6.8	35,70	2250	242,76	15300	
Gufseiserne Abdeckplatten	kg 360	0,204	—	73,45	360	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	cbm 5,00	5,10	—	25,50	—	
Sandschüttung für die Abdeckung der Quaimauer	„ 11,22	1,70	2000	19,07	22440	
Thonboden für die Auffüllung des Rostes	„ 86,00	0,85	1600	73,10	137600	
	Auf 4 m Länge in Summa			4016,94	249537	

Mithin pro 1 lfd. 1004,23 ℳ

Belastung jedes der 33 tragenden Grundpfähle $\left\{\begin{matrix}7560\\6575\\5820\end{matrix}\right\}$ kg bei einem Wasserstande von $\left\{\begin{matrix}-1{,}00 \text{ A. P.}\\+1{,}00 \text{ „}\\+3{,}00 \text{ „}\end{matrix}\right.$

Die Belastungsfläche eines Pfahls beträgt wie ad I 1,28 qm und danach die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von $\left\{\begin{matrix}1000\\3000\\3500\end{matrix}\right\}$ kg pro qm $\left\{\begin{matrix}2560 \text{ kg}\\3840 \text{ „}\\4480 \text{ „}\end{matrix}\right.$

III. Profil am Staatsbahnhafen, ausgeführt auf rot. 1200 m Länge; Fundirung wie ad I; Ueberbau mit Front- und Quermauern. Pro Axe von 8 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19 m lang =	66 à 19 = m 1254	2,21	—	2771,34	—	Das Anfüllungsmaterial der Hohlräume (rot. 45 cbm thonhaltiger Boden à 1600 kg Gewicht = 72000 kg) erhöht die Belastung jedes der 66 tragenden Grundpfähle um 1090 kg.
Tannenrundholz	m 112	1,87	—	209,44	—	
Schmiedeeisen	kg 818	0,595	—	486,71	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 9,42	76,50	—	720,63	—	
Aufgehendes Mauerwerk in deutschen Ziegeln und fettem hydraulischen Mörtel	„ 43,35	29,50	1800	1289,65	78030	
desgl. in Waaklinkern	„ 42,59	34,00	1800	1448,06	76662	
Betonmauerwerk	„ 12,88	35,70	2250	459,82	28980	
Abdeckplatten aus Haustein	„ 1,44	119,00	2700	171,36	3888	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	„ 10	5,10	—	51,00	—	
Steinschüttung	„ 24	13,60	2500	326,40	—	
Sandschüttung zur Abdeckung der Gewölbe	„ 24,5	1,70	2000	41,65	49000	
Thonboden für die Auffüllung des Rostes	cbm 172,0	0,85	1600	146,20	275200	
	Auf 8 m Länge in Summa			8122,26	511760	

Mithin pro 1 lfd. m 1025,28 ℳ.

Belastung jedes der 66 tragenden Grundpfähle {7750, 6050, 4770} kg bei einem Wasserstande von {— 1,00 A. P., + 1,00 „, + 3,00 „}

Die Belastungsfläche eines Pfahls beträgt wie ad I 1,48 qm und danach die zusätzliche Belastung eines Pfahls bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2560 kg, 3840 „, 4480 „}

V. Quaimauer an der Querseite des Entrepothafens.

Während der Ausführung der Quaimauern am Entrepothafen hatte eine Rutschung des ungefähr 85 m entfernten Eisenbahndammes der Staatsbahn (Bl. 66, Fig. 1) die Fundirung der parallel zu letzterem belegenen und in gleicher Weise wie bei den Langseiten durchgeführten Querseite in der Weise beschädigt, dafs die Aufführung des aufgehenden Mauerwerks auf dem verbogenen Roste nicht möglich erschien.

Der ursprüngliche Plan, die Fundirung in alter Form wieder herzustellen, mufste zufolge der Seitens der Staatsbahn vorgenommenen Nachschüttung des Eisenbahndammes aufgegeben werden. Man hätte in diesem Falle, da man alsdann die aufgeprefsten Erdmassen wieder hätte entfernen müssen, leicht die Gefahr einer weiteren Erdrutschung befördert.

Der Gedanke, eine neue nach demselben Profil ausgebildete Quaimauer vor die alte zu bauen, mufste, da selbige die schon auf das knappste bemessene Länge des Entrepotbassins um 10 m gekürzt hätte, gleichfalls als unzweckmäfsig aufgegeben werden.

Man entschied sich daher schliefslich dahin, in die alte Fundirung eine neue hineinzufügen. Das gewählte Profil wurde dem am Nordostquai des Eisenbahnhafens zur Ausführung gelangten und sub IV näher beschriebenen nachgebildet.

Die Construction desselben ist folgende: In dem alten Profil (cfr. Blatt 64) waren in Axenabständen von 5,32 m, entsprechend der Anordnung der Pfeiler, 4 Pfahlreihen à 10 Pfähle in Abständen von 0,56 m geschlagen, aufserdem aber noch in der Axe jeder Oeffnung eine Reihe von 4 Pfählen angeordnet worden.

Dementsprechend wurden nun in die nächst dieser Mittelreihe befindlichen Zwischenräume Doppeljoche aus zwei in Axenentfernungen von 0,52 m angeordneten Pfahlreihen à 11 Pfähle eingeschoben, und diese sodann mit einer Querschwelle versehen. Letztere erhielten zur Verbindung der zusammen gehörigen Pfahlreihen einen 0,88 m breiten Rost, ferner aber zur Erzielung einer durchgehenden Längsverbindung fünf durchlaufende über der 1., 3., 5., 7. und 11. Pfahlreihe angeordnete Zangen. Aufser diesen wurde schliefslich noch an der Aufsen- und Innenseite der vordersten Pfahlreihe ein nach dem Dreieckssystem angeordneter Längsverband eingeschoben.

Der Querverband wird an jedem Doppeljoch durch eine horizontale in Höhe von — 3,30 m A. P., sowie eine in der Böschung des abgeschachteten Bodens liegende aufsteigende Zange gebildet. Letztere befindet sich allemal zwischen je zwei ein Joch bildenden Pfahlreihen, und wurden mit diesen sodann noch kurze von Pfahl zu Pfahl reichende Stempel durch Bolzen verbunden.

Die Oberkante des Rostes liegt an — 1,00 m A. P., also 2,50 m höher als die des alten Profils. Die Länge der Pfähle mufste daher ebensoviel mehr als die in der ursprünglichen Construction betragen, und erreichte daher das aufsergewöhnliche Maafs von 20 m.

Das Eintreiben derselben in den durch die alte Construction bereits stark comprimirten Boden verursachte nicht unerhebliche Schwierigkeiten.

Der massive Ueberbau wurde hierüber wie folgt, angeordnet (cfr. Bl. 65, Fig. 14—16):

Jedes Doppeljoch erhielt eine Aufmauerung von 4 Stein Stärke (0,88 m). In Ermangelung eines durchgreifenden Rostes sind diese Pfeiler in geringer Höhe über dem Rost durch 1,39 bezw. 2,16 m weite Kappen und nur über den Längszangen durch niedrige 1 Stein starke Querwände verbunden.

Von 0,30 m A. P. aufwärts beträgt die Stärke der Pfeiler 2½ Stein (0,55 m) und sind selbige über eine Länge von 6 m, in Höhe von + 2,30 m A. P. durch eine zweite Gruppe von Kappen aus Ziegeln verbunden.

Der Frontabschlufs der Quaimauer ist durch eine 1½ Stein (0,33 m) starke, bis an + 3,50 m A. P. hochgeführte Mauer bewirkt, in der, behufs Ermöglichung eines freien Wassereintritts, kleine überwölbte Oeffnungen ausgespart sind.

Die aufgeprefste ehemalige Böschung war zuvor noch mit Flufssand nach 1 : 2 überschüttet und mit einer Lehm- und Schotterlage künstlich befestigt worden. Aufserdem hatte man in kürzeren Abtheilungen zuvor den Boden auf 3 m Breite bis an — $6_{,00}$ m A. P. ausgehoben und gleichfalls mit Sand ausgefüllt.

Innerhalb der Hohlräume der Mauer selbst wurde schliefslich noch eine vom Fufs der Frontmauer nach 1 : 2 ansteigende Sandschüttung angeordnet, um hierdurch in höchst zweckmäfsiger Weise eine nach dem Dreiecksgesetze zunehmende Ueberlastung der hinteren Pfahlreihen zu erzielen.

Die in dieser Weise nunmehr umgewandelte Quaimauer hat nach erfolgter Hinterfüllung bis an + $3_{,50}$ m A. P. sowie nach erfolgtem Aushub des Bassins bis an $4_{,00}$ m A. P. vorzüglich gehalten. Wiewohl der Eisenbahndamm inzwischen seine volle Höhe wieder erhalten hatte und selbiger hinterher andauernd noch geringe Versetzungen erfuhr, haben sich bei der Quaimauer auch vor dem Einlassen des Wassers keinerlei Verschiebungen mehr gezeigt.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer an der Querseite des Entrepothafens nach erfolgtem Umbau derselben.
(Höhenlage der Abdeckplatte + $3_{,50}$ m A. P.; des Fundirungsrostes — $1_{,00}$ A. P.; Hafensohle — $6_{,00}$ A. P.; Länge der Grundpfähle 20 — 1 = 19 m.)

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19 m lang	572 à 19 = m 10868	$2_{,21}$	—	$24018_{,28}$	—	
Tannenrundholz	m 715	$1_{,87}$	—	$1337_{,05}$	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 6453	$76_{,5}$	—	$4936_{,63}$	—	
Schmiedeeisen I. Qualität	kg 1727	$0_{,595}$	—	$1027_{,56}$	—	
Aufgehendes Ziegelmauerwerk in Waalklinkern und fettem hydraulischen Mörtel	cbm 400	$34_{,00}$	1800	$13600_{,00}$	720000	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 366	$37_{,40}$	1800	$13688_{,40}$	658800	
Haustein	„ 13,30	$119_{,00}$	2700	$1582_{,70}$	35910	
Steinschüttung	„ 200	$13_{,60}$	2500	$2720_{,00}$	—	
Sandschüttung	„ 300	$1_{,70}$	2000	$510_{,00}$	600000	
Thonbekleidung auf der Böschung	„ 360	$0_{,85}$	1600	$306_{,00}$	576000	
Hinterfüllungsmaterial	„ 1080	$0_{,85}$	1600	$918_{,00}$	728000	
	Auf $65_{,7}$ m Länge in Summa			$64644_{,62}$	4318710	

Mithin pro 1 lfd. m $984_{,09}$ ℳ

Belastung jedes der 572 tragenden Grundpfähle {7550, 6630, 6340} kg bei einem Wasserstande von {— $1_{,00}$ A. P., + $1_{,00}$ „, + $3_{,00}$ „}

Bei einer Gesammtgrundfläche der Quaimauer von 705 qm ergiebt sich danach die Belastungsfläche eines Pfahls zu 703/572 = $1_{,23}$ qm.
Mithin beträgt die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2460 kg, 3690 „, 4305 „}

VI. Quaimauer am linken Ufer des Königshafens behufs Anschlusses an die über den Eisenbahn- und Binnenhafen führenden Brücken.

Der Anschlufs an die über den Eisenbahnhafen führende Drehbrücke wurde gleichzeitig mit der Ausführung der Quaimauern des Eisenbahnhafens im Trocknen hergestellt. Das Profil ist dem der letzteren nachgebildet, nur wurde hier, da daselbst keine Schiffe löschen, oder laden sollen, die Böschung des gleichfalls mit Senksteinen befestigten Fufses flacher gehalten. Die Fundirung ist 5 m breit und wird durch Joche à 5 Pfähle, welche in $1_{,333}$ m Axenabstand angeordnet sind, gebildet. Die auf diesem Rost aufgesattelte Vollmauer hat einen Querschnitt von $2_{,35}$ m Anlags- und $1_{,65}$ m Auslaufsbreite.

Zur Vermeidung etwaiger durch ungleichmäfsiges Setzen der beiden Constructionen bedingten Gefährdungen wurde die Quaimauer nicht in das Mauerwerk der Landpfeiler der Drehbrücke eingebunden, vielmehr stumpf an selbiges angeschlossen.

Abgesehen von einigen ganz unbedeutenden Rissen, welche wahrscheinlich durch die ungleichmäfsige Durchbiegung des Rostes veranlafst wurden, hat diese Quaimauer allen Voraussetzungen an ihre Stabilität bestens entsprochen.

Der Anschlufs an die Widerlager der über die Einfahrt des Binnenhafens führenden Klappbrücke erfolgte unter wesentlich andern Verhältnissen. Da der Königshafen inzwischen bereits mit der Maas communicirte, so mufste der Bau des qu. Anschlufsstückes, der gleichzeitig mit der Anlage des zum Abschlufs der Baugrube des Binnenhafens angelegten Fangedammes erfolgte, in kleinern Partien ausgeführt werden.

Aus diesen Gründen konnte auch der Boden nicht bis zu einer Tiefe von — 4 m A. P., sondern nur bis an — 2 m A. P. ausgeschachtet werden. Dementsprechend war ferner der Quer- und Längsverband der Fundirung in wesentlich andrer Weise wie bisher zu bewirken.

Die Construction des gewählten Profils anlangend, so ist selbiges dem an dem Nordostquai des Eisenbahnhafens zur Ausführung gelangten (cfr. ad IV) ähnlich. Es besteht aus einem hohlen Mauerkörper auf stark verbreitertem Roste, und charakterisirt sich selbiges danach gleichfalls als ein aus den Typen der Staatsbahn und der Handelsvereinigung combinirtes Mittelprofil. Joche von 11 m Länge, jedes aus 9 Pfählen gebildet, sind in Axenentfernungen von $2_{,0}$ m angeordnet. Mit Rücksicht auf die bessere Beschaffenheit des Untergrundes glaubte man sich hierselbst mit 9 Pfählen pro Joch anstatt der correspondirenden 11 des Eisenbahnhafens begnügen zu können. Zwischen diesen Jochen wurden sodann noch Reihen jede zu 4 Pfählen angeordnet. — Während die Pfähle der Hauptjoche die Querschwellen aufnehmen, fallen die Pfähle der zwischenliegenden Reihen mit den Längszangen zusammen.

Die Pfähle der vordersten Reihe sind durch eine Doppelzange in Höhe von — $1,_{80}$ m A. P. unter einander verbunden, gegen die sich landseits eine bis an — $7,_{00}$ m hinabreichende Spundwand anlehnt. Gegen letztere stützt sich, von — $3,_{10}$ m A. P. an aufsteigend, der nach 1 : 2 abgegrabene Erdkörper. Vor der Quaimauer wurde später der Boden ausgebaggert und der Fufs nächstdem mit Basalten nach 1 : 1 $^1/_2$ befestigt. Hinter der dritten Pfahlreihe wurden sodann Zangen aus Rundholz in Höhe der Böschung eingelegt und selbige als Stützpunkt für die zur Aussteifung der Querschwellen zwischen der dritten und vierten Pfahlreihe angeordneten Streben benutzt. Gleichfalls wurden an diese Zangen die Köpfe der ersten Pfahlreihe vermittelst eiserner Zugbänder angeschlossen.

Die Schwierigkeit der Befestigung der Querschwellen auf den Köpfen der Pfähle gab hierselbst für die Pfähle der ersten 3 Längsreihen zu der Anwendung von gufseisernen Pfahlkappen Veranlassung. Selbige umfassen den Pfahl auf rot. $0,_{15}$ m Höhe und haben eine ovale Kopfplatte von $0,_{35}$ bezw. $0,_{45}$ m Durchmesser.

Bolzenlöcher, die in selbigen ausgespart sind, ermöglichen das Durchziehen von Bolzen und Bügeln behufs Befestigung der Querschwellen. Der durch die Anordnung der Pfahlkappen erzielte Vortheil ist ein doppelter: Einmal wird durch selbige dem Abbrechen der Pfahlzapfen, welchem anderweitig durch das Einbringen von Stempeln zwischen den Pfählen nahe den Köpfen derselben vorgebeugt wurde, wirksam entgegengetreten, sodann ermöglichen selbige auch vermöge der verbreiterten Kopfplatte den Ausgleich etwaiger Differenzen in der axialen Stellung der Pfähle und somit eine genauere centrale Uebertragung der aufruhenden Lasten.

Der massive Ueberbau setzt sich wie folgt zusammen: Auf dem 10 cm starken und durch 5 Längszangen unterbrochenen Rost befindet sich eine durchgehende gemauerte Beflurung, deren Stärke auf der vorderen zu übermauernden $5,_5$ m breite Strecke $0,_{30}$ m, auf der hinteren, $5,_5$ m breiten $0,_{18}$ m beträgt. In Axenabständen von $2,_{00}$ m sind, der Stellung der Hauptpfahljoche entsprechend, $0,_{45}$ m starke Pfeiler aufgemauert, welche mit Kappen aus Betongufs abgedeckt sind. Der vordere Abschlufs ist durch eine volle 2 $^1/_2$ Stein ($0,_{55}$ m) starke gerade Frontmauer, mit $1,_{20}$ m starker Anlage, der hintere durch eine gekrümmte, $0,_{36}$ resp. $0,_{48}$ m starke Wand gebildet. Ein weiterer Querverband ist durch eine $0,_{22}$ m resp. $0,_{33}$ m starke Längszwischenwand geschaffen worden.

Der Hohlraum zwischen Front- und Rückenwand ist bis an + $1,_{00}$ m A. P. mit Erde ausgefüllt. Die anfänglich mit Rücksicht auf den nur bis + $2,_{00}$ m A. P. hochgeführten Fangedamm in der Sohle projectirten Thonrohre wurden später fortgelassen.

Auf der Hinterkante des verbreiterten Rostes sind schliefslich noch in entsprechenden Abständen abgestumpfte Kegel von $1,_{50}$ m unterem Durchmesser aufgemauert worden, deren Kern sodann mit Sand gefüllt wurde, behufs späterer Aufnahme der Binderstiele für die Ueberladeschuppen.

VII. Quaimauern mit Lagerräumen am Binnenhafen.

Zufolge der bedeutenden Erdauffüllung, welche der zwischen dem Eisenbahn- und Binnenhafen belegene Zungenquai erhalten hatte, waren namentlich an dem Südwestquai des Binnenhafens, ähnlich wie am Nordostquai des Eisenbahnhafens, erhebliche Erdverschiebungen vorgekommen. Das an manchen Stellen um 2 m tief versunkene Ufer hatte entsprechende Aufpressungen der Hafensohle veranlafst, und hatte man, um weiteren Rutschungen vorzubeugen, von einer Entfernung des aufgetriebenen Bodens selbstverständlich absehen müssen. Der Boden wurde erst später vermittelst Bagger entfernt.

Aus dem gleichen Grunde sollte die Fundirung sowie die Aufführung der Mauer theilweise oder ganz im Nassen bewirkt werden, nachdem zuvor überall da, wo sich ein moorhaltiger Untergrund befand, ein weiteres Erdprisma ausgebaggert und durch eine Sandschüttung ersetzt worden war.

Gleichzeitig kam hierbei noch der Gedanke auf, einen Theil der Hohlräume der Quaimauer zu Lagerzwecken resp. einen der Länge nach durchlaufenden Gang für die Unterbringung der Gas- und Wasserleitungsrohre nutzbar zu machen.

So entstand zunächst das auf Blatt 66, Fig. 6 u. 7 wiedergegebene Profil, das, wiewohl selbiges nicht zur Ausführung gebracht wurde, dennoch zur vollen Charakterisirung des gewählten Profils eine kurze Erwähnung erfordert.

Die Sohle des ausgebaggerten Prismas liegt an — 7 m A. P. und hat in dieser Tiefe eine Breite von 7 m. Die Böschungen derselben steigen nach rot. 1 : 1 und zwar wasserwärts bis zur Hafensohle an — $6,_{00}$ m A. P., landwärts bis an — $5,_{00}$ m. In letzterer Höhe befindet sich ein 4 m breites Banket, von welchem aus die Böschung nach 1 : 1 bis an die im Trockenen ausgehobene Baugrube aufsteigt.

Die eingebrachte und bis an — $3,_{00}$ m A. P. hoch geführte Sandschüttung erhielt wasserwärts eine Böschung nach 1 : 1 $^1/_2$. Demnächst wurde an bezw. auf diese Sandschüttung ein kleiner Damm aus thonhaltigem Sand geschüttet, dazu bestimmt, innerhalb kleinerer Abtheilungen, bei einem bis an — $1,_{75}$ m A. P. im Bassin abgesenkten Wasserstande, das Anbringen der untersten Zangen im Trockenen bewirken zu können. Die Krone des Dammes wurde an — $1,_{75}$ m A. P., die äufsere Böschung nach 1 : 2, die innere nach 1 : 1 $^1/_2$ angelegt. Die Fundirung dieses Profils war wie folgt beabsichtigt:

Der Rost erhält eine Breite von 10 m und wird von einem doppelten System Schwellen getragen. Die des ersten in dem vorderen Theile liegenden sind in Axenentfernungen von $2,_{00}$ m angeordnet, $7,_{80}$ m lang, und ruhen auf 7 Pfählen; die des anderen, welche in den zwischenliegenden Axen von der Hinterfront aus beginnend angeordnet sind, haben eine Länge von $6,_{80}$ m, und sind durch je 6 Pfähle unterstützt. In dem mittleren Theile befinden sich danach die Querschwellen in doppelter Reihe, in Axenabständen also von 1 m. Dementsprechend wurde für diesen Theil die Stärke der Rostbohlen zu 6 cm, dagegen nächst der Vorder- und Hinterfront zu 10 cm bestimmt. Der Längenverband des Rostes war durch 4 Längszangen gebildet, die über den äufsersten resp. auf den beiden mittelsten in $1,_{95}$ m Entfernung angeordneten Längsreihen aufruhen.

Für die in der Vorderfront befindliche Zange war dabei noch eine fernere Unterstützung durch Pfähle, welche in den Zwischenaxen des vorderen Schwellensystems geschlagen

werden sollten, — somit von Meter zu Meter — vorgesehen. Die Köpfe der letzteren mufsten dementsprechend um die Schwellenstärke höher angeordnet, — und sollten selbige mit gufseisernen Kopfplatten versehen werden.

In Axenabständen von 4 m, also innerhalb jeder zweiten der vorderen Pfahlreihen waren Spundwände zwischen den vier vordersten Pfählen, ferner hinter derselben ein der Längenrichtung nach durchlaufender bis an $-2{,}_{75}$ m A. P. hinabreichender Rahmen beabsichtigt worden. Unter sämmtlichen Schwellen sollten sodann noch zur Aussteifung der Pfähle bezw. zur Sicherung der Grundzapfen Stempel aus Halbhölzern angeordnet werden.

Die Befestigung der Böschung unter dem Rost war vermittelst einer Faschinenlage sowie einer in Mörtel verlegten Flachschicht gedacht.

Der ganze Rost erhält eine Uebermauerung in Ziegeln, vorne $0{,}_{60}$ m, hinten $0{,}_{25}$ m stark. Auf dieser werden eine Frontmauer, sowie zwei durchlaufende Mittelwände aufgeführt, erstere von $1{,}_{20}$ m zu $0{,}_{77}$ m Stärke sich verjüngend, letztere $0{,}_{55}$ m stark. — Eine hintere Abschlufswand fehlt. — Zwischen beiden Mittelwänden befindet sich ein durchlaufender Gang von $1{,}_{95}$ m Lichtweite, indessen in den beiden äufseren Abtheilungen 2 Stein starke Querwände über den jedesmaligen Pfahljochen, also in $2{,}_{0}$ m Entfernung angeordnet sind.

Für die Ueberdeckung dieser Räume waren Betonkappen mit einzelnen über dem Mittelgange für den Krahnbetrieb ausgesparten und durch Luken gedeckten Oeffnungen projectirt.

Hierüber befand sich sodann eine $0{,}_{70}$ m starke mit Klinkern abgepflasterte und wasserwärts durch eine Stirnmauer geschlossene Sandschüttung.

Die Sohle sollte durchgehends wasserdicht gemauert werden. Der Mittelgang hat über der gemauerten Sohle noch eine Beflurung aus Eichenholz erhalten, die durch eine Bolzenverbindung mit den Querschwellen gegen einen eventuellen Auftrieb gesichert ist. Ueber derselben befindet sich sodann ebensowohl hier wie in der wasserwärts belegenen Abtheilung eine bis ± 0 resp. $+0{,}_{50}$ m A. P. reichende Sandaufschüttung, während in der hinteren landwärts nicht geschlossenen Abtheilung die Aufschüttung nach dem natürlichen Böschungswinkel ausläuft.

Der Mittelgang hat ein doppeltes schmalspuriges Geleis erhalten und communicirt durch einzelne Oeffnungen mit den Aufsenabtheilungen. Letztere ermöglichen, wenn auch in beschränktem Maafse, durch Aussparungen in den Querwänden gleichfalls einen durchgehenden Längsverkehr bezw. eine Längsverbindung für die Anlage von Rohrleitungen etc.

Aus verschiedenen Gründen kam das vorbeschriebene Profil jedoch nicht zur Ausführung. Die wesentlichsten Aenderungen wurden dadurch bedingt, dafs man den Innenraum in weiterer Ausdehnung, bezw. die gesammte Grundfläche zu Lagerzwecken nutzbar zu machen wünschte. Die Böschung an der Hinterfront mufste zu diesem Zwecke cassirt und an ihrer Stelle eine Futtermauer aufgeführt werden, wie auch behufs einer besseren Communication des Mittelganges mit den Aufsenabtheilungen die beiden der Länge nach durchlaufenden projectirten Zwischenwände durch eine Eisenconstruction ersetzt werden sollten.

Demensprechend erfuhr auch die Fundirung selbst einige, wenn auch weniger belangreiche Aenderungen.

In Querabständen von $1\,{}^1/_3$ m wurden Joche von 8 Pfählen durch die bereits fertig gestellte Sandschüttung durchgetrieben und demnächst zum Zwecke der Befestigung der an $-3{,}_{20}$ m A. P. liegenden Zangen ein provisorischer Damm auf dem Fufse des ersteren aufgeschüttet. Die Joche wurden sodann durch querliegende Schwellen und diese durch einen der Länge nach und zwar wasserdicht verlegten 8 cm starken Bohlenbelag mit drei zwischenliegenden Zangen abgedeckt. In Querabständen von 4 m, also bei jedem dritten Joche, wurden noch behufs einer weiteren Compression des Bodens sowie zur Queraussteifung Spundwände bis an $-6{,}_{00}$ m A. P. eingetrieben, ferner in einer Höhe von $-3{,}_{20}$ m A. P. Zangen aus Halbholz mit zwischen liegenden Stempeln aus Rundholz, welche mit ersteren durch Bolzen verbunden sind, angeordnet. Zur Sicherung der Zapfen der Grundpfähle befinden sich derartige Stempel aus Halbholz gleichfalls unmittelbar unter den Schwellen. Hinter der vierten Längspfahlreihe ist sodann noch eine Tafel aus 8 cm starken vertical gestellten Bohlen mit hölzernen Querleisten angeordnet. Der über der Sandschüttung befindliche Boden aus gutem etwas thonhaltigen Sand wurde vor der Verlegung des wasserdicht schliefsenden Rostes noch sorgfältig angestampft.

Wie aus den beigegebenen Zeichnungen Blatt 66 ersichtlich, reicht die Böschung des aufgeschütteten Bodens von der Oberkante des vorbesprochenen Rahmens nach einer Böschung von $1 : 1\,{}^1/_2$ unter der Quaimauer auf eine geringe Länge noch vor dem Fufs der Quaimauer fort. Mit Rücksicht auf die geringere Breite des Binnenhafens, sowie auch auf die bessere Beschaffenheit der eingebrachten Schüttung konnte die Böschung hier etwas steiler wie sonst üblich angeordnet werden. Eine besondere Sicherung derselben ist indessen noch durch die Anlage von 5 Reihen Flechtzäunen über einer Packlage, sowie weiter unten durch eine Steinschüttung bewirkt worden.

Der eigentliche Ueberbau der Quaimauer setzt sich aus folgenden Einzelheiten zusammen:

a) Ueber dem an $-1{,}_{00}$ m A. P. liegenden Rost befindet sich eine rot. $9{,}_{00}$ m breite und 50 cm starke Uebermauerung aus Ziegeln; hierauf steht:

b) eine Frontmauer aus Ziegeln. Selbige ist vorn nach 1 : 15 geböscht; ihre Stärke beträgt in einer Höhe von $-0{,}_{50}$ A. P. $1{,}_{80}$ m, an $+0{,}_{35}$ A. P. $0{,}_{90}$ m, in Höhe der Abdeckplatte $0{,}_{60}$ m; ferner

c) eine hintere Futtermauer, in Höhe der vorangehenden Ordinate von $1{,}_{80}$, resp. $0{,}_{77}$ resp. $0{,}_{44}$ m Stärke;

d) schliefslich befinden sich noch einzelne auf der Ziegelübermauerung aufgemauerte, als Säulenfundamente bestimmte Pyramidenstümpfe. Ihre Basisbreite beträgt in Höhe von $-0{,}_{50}$ m A. P. $2{,}_{25}$ m, in Höhe von $+0{,}_{35}$ m A. P. $0{,}_{77}$ m; ihre Abdeckung ist durch 60 cm im Quadrat grofse und $0{,}_{20}$ m starke Platten gebildet. Der zwischen den Aufsenwänden und den letztgenannten Pyramidenstumpfen, zwischen $-0{,}_{50}$ m A. P. und $+0{,}_{35}$ m verbleibende Raum ist mit Flufssand gefüllt und schliefslich mit einer Ziegelrollschicht abgepflastert;

e) die Abdeckung des von den beiden Umfassungsmauern umschlossenen Raumes ist nun mit Hilfe einer Eisenconstruction in folgender Weise bewirkt worden:

In Querabständen von $2,_{40}$ m und in Längsabständen von $2,_{666}$ m sind, entsprechend der Anordnung der Pyramidenstumpfe, schmiedeeiserne Stützen mit gesondert gegossenen Fufs- und Kopfplatten gestellt. Auf selbigen ruhen, und zwar in der Längenrichtung der Quaimauer verlegt, die Hauptträger, gewalzte **I**-Träger von 62 kg Gewicht pro lfd. m. Normal zu letzteren, in Abständen von $1,_{333}$ m, befinden sich sodann gewalzte Träger von gleicher Form, welche an letztere angeschlossen, resp. mit der Umfassungsmauer durch eiserne Anker verbunden sind. Das Gewicht dieser Kappenträger beträgt 42 kg pro lfd. m.

Die Abdeckung der Eisenconstruction erfolgt nunmehr durch Betonkappen und über den letzteren durch eine mit einer Ziegelrollschicht abgepflasterte Sandschüttung. Die verbrauchte Constructionshöhe beträgt $0,_{90}$ m, so dafs doch eine lichte minimale Höhe der Kellerräume von $2,_{10}$ m verbleibt.

Die beiden vorderen Abtheilungen des durch die Säulen in 3 Räume zerlegten lichten Raumes sind zur Aufnahme von Waaren bestimmt, die hintere hat zwei schmalspurige Geleise behufs Ermöglichung eines Ladeverkehrs erhalten. Dementsprechend sind auch in der Decke der letzten Abtheilung in kleineren Zwischenräumen Kappen ausgespart, um von dem über der vordersten Abtheilung befindlichen Krahngeleis aus einen Ueberladeverkehr ebensowohl zwischen Schiff- und Kellerräumen als auch zwischen letzten und den landwärts sich anschliefsenden Lagerschuppen ermöglichen zu können.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer mit Kellerräumen am Binnenhafen.

(Höhenlage der Abdeckplatte $+3,_{50}$ m A. P., des Fundirungsrostes an $-1,_{00}$ m A. P., Länge der Pfähle $20 - 1 = 19$ m.)

Pro Axe von 8 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19 m lang = ...	$19,_{48}$ = m 912	$2,_{21}$	—	$2015,_{52}$	—	An Kosten treten hinzu pro
Tannenrundholz	m 105	$1,_{87}$	—	$196,_{35}$	—	lfd. m:
Schmiedeeisen	kg 200	$0,_{595}$	—	$110,_{00}$	—	1) für das Faschi-
Gufseiserne Pfahlplatten	„ 600	$0,_{204}$	—	$122,_{40}$	—	nenrevetement . . $5,_{10}$ ℳ
Geschnittenes Tannenholz	cbm $14,_{56}$	$76,_{50}$	—	$1113,_{84}$	—	2) für das Basalt-
Einrammen der Spundwand	„ $3,_{20}$	$25,_{50}$	—	$81,_{60}$	—	revetement . . . . $40,_{8}$ „
Kalfatern des Rostes	qm 72	$1,_{36}$	—	$97,_{92}$	—	3) für Ausbaggern
Aufgehendes Mauerwerk in Waalklinkern und fettem hydraulischen Mörtel . .	cbm $83,_{78}$	$34,_{00}$	1800	$2848,_{52}$	150804	des Erdprismas unter der Quaimauer
desgl. in Hintermauerungssteinen und verlängertem hydraulischen Mörtel .	„ $9,_{52}$	$27,_{20}$	1800	$258,_{94}$	17136	und Ausfüllen desselben mit Sand . $56,_{6}$ -
Haustein für Auflagerplatten	„ $0,_{52}$	$119,_{00}$	2700	$61,_{88}$	1404	in Summa 102 ℳ
Profileisen für die Säulen	kg 282	$0,_{51}$	—	$143,_{82}$	282	
Beton für die Säulen	cbm $0,_{064}$	$68,_{00}$	2250	$4,_{35}$	144	
Gufseiserne Kopf- und Fufsplatten der Säulen	kg 270	$0,_{204}$	—	$55,_{08}$	270	
Gewalzte Profileisen für die Träger . .	„ 3070	$0,_{272}$	—	$835,_{04}$	3070	
Betonkappen	cbm 20	$35,_{70}$	2250	$714,_{00}$	45000	
Betondeckplatten	cbm $1,_{44}$	$119,_{00}$	2700	$171,_{36}$	3888	
Sandschüttung in den Kellerräumen . .	„ $34,_{40}$	$2,_{55}$	2000	$87,_{73}$	65800	
Sandschüttung für die Abdeckung . . .	„ $30,_{00}$	$1,_{70}$	2000	$51,_{00}$	60000	
	Auf 8 m Länge in Summa			$8978,_{35}$	350798	

Mithin pro 1 lfd. m $1122,_{29} + 102$ ℳ $= 1224,_{29}$ ℳ.

Belastung jedes der 48 tragenden Grundpfähle $\left\{\begin{matrix}7310\\5980\\4650\end{matrix}\right\}$ kg bei einem Wasserstande von $\left\{\begin{matrix}-1,_{00} \text{ A. P.}\\+1,_{00} \text{ „}\\+3,_{00} \text{ „}\end{matrix}\right.$

Bei einer Gesammtgrundfläche der Quaimauer von 66 qm pro Axe ergiebt sich danach die Belastungsfläche zu $66/48 = 1,_{37}$ qm. Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl

bei einer mobilen Belastung von $\left\{\begin{matrix}2000\\3000\\3500\end{matrix}\right\}$ kg pro qm $\left\{\begin{matrix}2740 \text{ kg}\\4110 \text{ „}\\4795 \text{ „}\end{matrix}\right.$

VIII. Constructive Einzelheiten.

a. Sicherung des Fufses der Quaimauer.

Bei der grofsen Länge der für die Quaimauern auf Feyenoord erforderlichen Grundpfähle war auf eine Sicherung derselben gegen seitliche Durchbiegung ganz besonders Bedacht zu nehmen. War auch der Einflufs des seitlichen Erddrucks durch die gewählten Constructionen schon möglichst geschwächt worden, so konnte doch bei der geringen Consistenz des Bodens das Gewicht der Mauermassen selbst noch leicht zu Durchbiegungen Veranlassung geben. Letztere zu verhindern, hatte man bereits an besonders gefährdeten Stellen eine Dichtung des Untergrundes durch die Anwendung von Spundwänden etc. sowie das Einbringen von Sandschüttungen angestrebt. Indessen erschien es erforderlich, noch durchgehends weitere Sicherungen, namentlich durch Belastung des Fufses der Quaimauer mittelst Sand- oder Steinschüttungen vorzunehmen. So wurde

1) beim Profil des Entrepothafens die Hafensohle dicht vor der vorderen Spundwand auf rot. 5 m Breite und weitere 1 m Tiefe ausgehoben, mit Sand gefüllt und mit Basalt befestigt.

2) Im Binnenhafen hatte man bereits vor Ausführung der Quaimauer eine Sandschüttung, welche gleichfalls später mit Basalt befestigt wurde, angeordnet.

3) Im Eisenbahnbassin war ursprünglich der Boden im Trockenen in kleineren Abtheilungen vor der Quaimauer bis unter der normalen Hafensohle ausgehoben und mit Basalt gefüllt worden. Dieses Verfahren mufste indessen nach Eintritt der gröfseren Erdverschiebung vom 22. Mai 1875 aufgegeben werden. Man versuchte, dafür hölzerne Kasten, welche nachher mit Basalt gefüllt wurden, abzusenken. Als

sodann im weiteren Verlaufe der Bauausführung, aus Fürsorge für etwaige weitere Erdrutschungen, beschlossen werden mufste, vorab ein Erdprisma vor der Mauer stehen zu lassen und selbiges erst nach Einlassen des Wassers wegzubaggern, wurde zu letzterem Zeitpunkte ebendaselbst noch eine weitere Rinne ausgebaggert, selbige mit Sand gefüllt und später gleichfalls mit Steinen beschwert.

4) Im Königshafen schliefslich wurde, mit Rücksicht auf die daselbst vorhandene dauernde Strömung, die ganze Böschung unter und vor der Mauer mit Basalt befestigt, und ebenso hatte, wie bereits erörtert,

5) das Profil der Staatsbahn gleichfalls eine Sicherung des Fufses durch Basalt erhalten.

b. Reibepfähle und Schiffsringe.

Die Reibepfähle sind im Allgemeinen in Abständen von 8 bis $10,_{64}$ m angeordnet. Bei einzelnen Profilen sind noch kleinere und nicht bis zur vollen Höhe durchgreifende Zwischenpfähle eingefügt, welche durch einen Holm untereinander und vermittelst Bügel mit den eigentlichen Reibepfählen verbunden sind.

Die Schiffsringe befinden sich, paarweise angeordnet, in den Zwischenräumen der Reibepfähle.

Das Widerlager der Reibepfähle wurde entweder durch die volle Ausmauerung des Zwischenraumes zweier Querpfeiler, wie beim Profil des Eisenbahnhafens, oder durch die Einschaltung von Verstärkungspfeilern, wie beim letzten Profil des Binnenhafens gebildet.

Im Entrepothafen fällt der Stand der Reibepfähle mit dem der Pfeiler zusammen.

Die Reibepfähle ruhen in gufseisernen Lagern, welche in die Mauer eingelassen und durch kleine Anker mit ihr verbunden sind. Oder sie erhalten ein hölzernes Futter, welches mit den Reibepfählen durch zwei in die Pfeiler bezw. Verstärkungspfeiler eingreifende Anker verbunden ist.

Die Reibepfähle sind $15,_{00}$ m lang und reichen bis an $+4,_{30}$ m; ihre Stärke beträgt am hochgekehrten Wurzelende $0,_{45}$ m, bezw. $0,_{25}$ m am Zopfende. Sie bestehen aus imprägnirtem Tannenholz. — Der Kopf hat behufs Sicherung der Hirnfläche gegen eindringende Feuchtigkeit eine eiserne Blechhaube erhalten.

Die Schiffsringe befinden sich in Höhe von $+3,_{20}$ m, mithin rot. $2,_{30}$ m über ord. Fluth und $3,_{56}$ m über ord. Ebbe und sind durch lange schmiedeeiserne Anker mit einem hinter der Quaimauer befindlichen und unabhängig von dieser angeordneten hölzernen Ankerbock verbunden. Sie greifen über die Gewölbe fort und sind vermittelst gufseiserner Röhren, welche durch Verticalanker mit der Frontmauer verbunden sind, durch die letztere durchgeführt.

Gedachte Einrichtung isolirt zweckmäfsig einen eventuellen auf die Schiffsringe ausgeübten Zug von der Quaimauer selbst.

c. Baumaterialien.

1) Ziegel. Die zur Verwendung gelangten Ziegel sind theils deutsche Ziegel, theils Waalklinker.

Die unter ersterer Bezeichnung in Holland eingeführten Ziegel — in Formaten von $24 \times 12 \times 6$ cm — bezeichnen einen guten Hintermauerungsstein, die letzteren — im Formate von $22 \times 11 \times 5,_{5}$ cm einen scharf durchgebrannten, ganz besonders für Wasserbauausführungen geeigneten Klinker.

Die Verwendung der sogenannten deutschen Ziegel erfolgte vorzugsweise für dauernd unter Wasser befindliche, dann aber auch für weniger beanspruchte Constructionstheile, für die Flurung und hintern Futtermauern.

Für die im wechselnden Wasserstande befindlichen Constructionstheile dagegen wurde die Verwendung von Waalklinkern durchgefürt, und ist dieses Material namentlich für die mit wasserdichten Kellerräumen herzustellende Quaimauer des Binnenhafens ausschliefslich verwendet worden.

Die Preisconjunctur zu Anfang 1874 stellte den Werth eines Cubikmeters Mauerwerk von Waalklinkern in Cementmörtel zu 34 ℳ, von deutschen Ziegeln in Cementmörtel zu rot. $29,_{75}$ ℳ, von gewöhnlichen Waalziegeln in verlängertem Cement- bezw. Kalkmörtel zu rot. $27,_{00}$ ℳ.

2) Abdeckplatten. Als solche wurden Platten aus Gufseisen, künstliche aus Beton hergestellte Körper, sowie Werkstücke verwendet.

a) Die gufseisernen Abdeckplatten haben eine geriffelte Oberfläche, ⊓-förmigen Querschnitt und sind $0,_{60}$ m breit, $0,_{015}$ m stark. Die Höhe der Rippen beträgt $0,_{20}$ m. Das Gewicht beträgt pro lfd. m 90 kg. — Sie sind in Theillängen von $1,_{333}$ m hergestellt und durch kleine Ankerschrauben und versenkte Muttern unter Belassung einer Cementfuge mit dem Mauerwerk verbunden.

b) Die in Längen von 1 m aus Beton hergestellten Abdeckplatten sind $0,_{60}$ m breit, $0,_{30}$ m stark, ihr Mischungsverhältnifs ist 1 Theil Portlandcement und 2 Theile Flufskies.

c) Die Werksteinplatten bestehen aus Petit Granit aus dem Thal der Ourthe und sind $0,_{60}$ m breit, $0,_{30}$ bis $0,_{35}$ m stark.

Unter Zugrundelegung der Ortspreise mit rot. $0,_{17}$ ℳ pro kg Gufseisen, 68 ℳ pro cbm Betonmasse, $110,_{5}$ ℳ pro cbm Petit Granit ermitteln sich die Preise pro lfd. m Abdeckplatten, vorerläuterter Dimensionen, einschliefslich eines Zuschlages von 20 pCt. für Anker, Dübel u. s. w., sowie Arbeitslohn für Gufseisenplatten zu $1,_{20} \cdot 90 \cdot 0,_{17} = 18,_{36}$ ℳ, für Betonplatten zu $1,_{20} \cdot 0,_{30} \cdot 0,_{60}\ (68 - 34) = 7,_{34}$ ℳ, für Petit Granit $1,_{20} \cdot 0,_{30} \cdot 0,_{60}\ (110,_{5} - 34) = 16,_{52}$ m.

Am billigsten erscheinen danach die Betonplatten; indessen lassen diese hinsichtlich ihrer Härte zu wünschen übrig. — Rücksichtlich der Befestigung bieten die gufseisernen Abdeckplatten die gröfsten Vorzüge; bei etwas geänderter Preisconjunctur würden selbige die Concurrenz mit den Granitabdeckplatten aufnehmen können. Zur Zeit hatte man sich aus letzter Rücksicht in Rotterdam für die vorzugsweise Verwendung von Granitabdeckplatten entschieden.

3) Mörtelmaterialien. Zur Verwendung gelangten Muschelkalk, Kalk von Chaudfontaine und Doorniker Kalk. Letztere Sorte, welche gelöscht rot. $1,_{5}$ bis $1,_{6}$ Theile Masse lieferte, erwies sich quantitativ und qualitativ als die beste.

Der verwendete Trafs stammt vom Oberrhein und besitzt einen Silicatgehalt von in min. 70 pCt.

4) Cement- (Beton-) Steine. Selbige sind zum gröfseren Theil aus der Fabrik von Ph. Lindo in Delft bezogen, und zeigen dieselben für die Abdeckplatten und Werkstücke ein Mischungsverhältnifs von 1 Theil Portland Cement und 2 Theilen Flufskies, für die Gewölbeabdeckungen der Quaimauern dagegen ein solches von 1 : 5.

Ebensowohl hinsichtlich der Feuersicherheit, wie auch für ruhende und dynamische Belastung haben diese, namentlich auch bei dem Entrepot in ausgiebiger Weise zur Verwendung gelangten Betonkörper durchaus befriedigende Resultate geliefert.

5) Holz. Von einer Verwendung von Eichenholz wurde bei der Fundirung der Quaimauern mit Rücksicht darauf, dafs sich das Holz dauernd unter Wasser befindet, wegen der grofsen Kosten Abstand genommen. Selbiges ist vielmehr vorzugsweise Tannenholz. Die Grundpfähle stammen meist vom Oberrhein, namentlich aus dem Schwarzwald; die Schwellen, Bohlen etc. theils von dort, theils aus Schweden.

Behufs gleichmäfsiger Druckübertragung auf die Hirnfläche hatte man anfänglich die Köpfe der Pfähle mit einer Art Kappe versehen; wegen der verhältnifsmäfsig hohen Kosten derselben (8_5 ℳ) wurde indessen später hiervon Abstand genommen, und statt selbiger eine 1_5 m starke, mit einem Zapfenloch versehene gufseiserne Platte verwendet.

Aus den vorstehend mitgetheilten Preis- und Gewichtsberechnungen der Quaimauerprofile auf Feyenoord ergiebt sich folgende

Gesammt-Zusammenstellung der Kosten pro 1 lfd. m Quaimauer sowie der pro Grundpfahl entfallenden Belastungen.

	Kosten pro 1 lfd. m Quaimauer	Belastung eines Pfahls					
		durch Eigengewicht bei einem Wasserstande von m A. P.			durch mobile Belastung bei einer Einheitsbelastung pro qm		
	ℳ	— 1,00 kg	+ 1,00 kg	+ 3,00 kg	2000 kg	3000 kg	3500 kg
Profil, niedriges am Entrepothafen und den naheliegenden Theilen des Binnenhafens cfr. ad I, 1	1020	5510	5080	3880	2060	3090	3605
„ hohes am Entrepothafen cfr. ad I, 2	1185	5920	5630	4900	2240	3360	3920
„ umgeändertes auf der Querseite des Entrepothafens cfr. ad V	984	7550	6630	6340	2460	3690	4305
„ auf der Versuchsstrecke am Ende des Binnenhafens cfr. ad III	734	7940	6320	4820	2580	3870	4515
„ an der Nordostseite des Eisenbahnhafens und auf kürzerer Strecke des Königshafens							
I) ursprünglicher Entwurf cfr. ad IV, I	971	7720	6920	5990	2560	3840	4480
II) ausgeführtes Profil am Königshafen cfr. ad IV, II	1004	7560	6570	5820	2560	3840	4480
III) ausgeführtes Profil am Staatsbahnhafen cfr. ad IV, III	1015	7750	6050	4770	2560	3840	4480
letzteres mit Erdschüttung		8840	7140	5860			
„ mit Kellerräumen am Binnenhafen cfr. ad VII	1122	7310	5980	4650	2740	4110	4795
dieses mit einer Nutzlast von 1000 kg pro qm Kellerfläche		8110	6780	5450			
„ der Staatsbahn am Südwestquai des Staatsbahnhafens cfr. ad II	1029	11800	9880	8080	1760	2640	3080

Bemerkungen über den Betrieb von Schiebebühnen mit Maschinenkraft, insbesondere die Locomotivschiebebühne mit Gasmotorbetrieb in dem Locomotivschuppen zu Landsberg a/W.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 67 und 68 im Atlas.)

Die Bewegung der zum Umsetzen von Locomotiven und Wagen zwischen Parallelgeleisen dienenden Schiebebühnen durch Menschenhand ist schwerfällig und unbequem, und besonders auch kostspielig, wenn ein regelmäfsiger Dienst versehen werden soll, da alsdann für diesen einen Zweck, namentlich bei Locomotivschiebebühnen, eine beträchtliche Anzahl Arbeiter bereit gehalten werden mufs. Zum Bewegen von leichten Wagenschiebebühnen hat man daher seit Langem schon sich der Pferde für solche Rangirzwecke bedient; doch geboten besonders die Bewegungen von Eisenbahnwagen in Reparaturwerkstätten, auf Rangirbahnhöfen und auf Kohlengruben, also dort, wo die Fahrzeuge häufig und auf gröfsere Entfernungen senkrecht zur Geleiserichtung versetzt werden müssen, die Anwendung von Maschinenkraft. Solche in mannigfaltiger Weise ausgeführte Anlagen findet man häufig in Betrieb. Dagegen scheint die Zahl derartiger Einrichtungen, welche den Maschinenbetrieb von Locomotivschiebebühnen bezwecken, noch gering zu sein; und doch drängen gerade hier die zu überwindenden gröfseren mechanischen Schwierigkeiten, welche die bedeutendere Reibung, veranlafst durch das gröfsere Transportgewicht und die verhältnifsmäfsig leichte Veränderlichkeit der Laufschienenstränge in der Höhenlage, hervorruft, zur Einrichtung des Maschinenbetriebes. Aber einerseits ist die Anzahl der Transversalbeförderungsmittel für Locomotiven wegen der vielfachen Verwendung polygonaler Locomotivschuppen im Verhältnisse geringer als die für Wagen, andererseits ist selten eine Maschinenkraft bequem und zwar so zur Hand, dafs bei oft nur zeitweise lebhaftem Betriebe ihre Anwendung in pecuniärer Hinsicht rationell erscheinen kann.

Der zuletzt angedeutete Gesichtspunkt ist vor Allem berücksichtigungswerth, da der Betrieb, besonders der Locomotivschiebebühnen, oft mit sehr langen Pausen intermittirend ist; die Maschinenkraft mufs daher, wenn sie als rentabel betrachtet werden soll, so beschaffen sein, dafs sie in den Pausen möglichst geringe Kosten verursacht. Dieser Hauptbedingung für die fraglichen Anlagen hat man durch verschiedene Ausführungsformen zu genügen gesucht: zunächst in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle durch Anwendung von Dampfkraft in weiter unten erörterter Weise; ferner in einigen wenigen Fällen durch Anwendung hydraulischen Druckes (nämlich bei der Seitenbewegung von Wagen durch Vermittelung feststehender senkrechter Seilwinden, capstans, auf englischen Bahnhöfen und bei der Locomotivschiebebühne in der Perronhalle des Potsdamer Bahnhofes in Berlin); endlich in dem einen hier schliefslich näher zu behandelnden Falle durch Gasmotorbetrieb.

Für die Art und Weise, wie die Transmission der Maschinenkraft nach dem Bewegungsmechanismus bewirkt wird, sind zwei Ausführungsformen vorhanden: Der Motor ist entweder von der Schiebebühne unabhängig, resp. kann von ihr unabhängig gemacht werden, oder er ist mit ihr fest verbunden.

Durch die erstgenannte Anordnung ist zweifellos der erwähnten Bedingung rationellen Maschinenbetriebes für Schiebebühnen leichter Genüge zu leisten, als durch die eines auf der Bühne selbst befindlichen Motors; man findet sie entweder in der Weise getroffen, dafs die Bewegung der Schiebebühne durch einen vorhandenen Motor als Nebenarbeit geleistet wird, oder dafs der für die Schiebebühnenbewegung beschaffte Motor noch zu anderer Arbeit verwendet werden kann.

So wird einestheils die Bewegung von Wagenschiebebühnen, vorwiegend auf bairischen und braunschweigischen Bahnhöfen, durch kleine Dampfrangirmotoren bewirkt, welche durch Seiltransmission die Wagen auf die Schiebebühnen ziehen und so versetzen, oder, da sie mit den Schiebebühnen nur leicht gekuppelt, wohl auch mit der Normalspurweite versehen sind, nach geschehener Drehung noch in anderer Weise zu Rangirzwecken dienen. Andererseits wird nicht selten und besonders in Reparaturwerkstätten der Betrieb sowohl von Wagen- als auch von Locomotivschiebebühnen durch Seiltransmission von einer hauptsächlich anderen Zwecken dienenden Dampfmaschine aus bewirkt. Für Wagenschiebebühnen wendet man dabei meistens Baumwollen- oder Hanfseile, für Locomotivschiebebühnen Drahtseile an.*) Im Wesentlichen ist dieser Betrieb so angeordnet, dafs das Seil von der Werkstattsmaschine oder einem speciell für mehrere Schiebebühnen aufgestellten Motor in zweckentsprechender Weise durch Vermittelung von Seilscheiben nach den Enden der Schiebebühnengeleise und an diesen entlang unter Schienenoberkante laufend geführt wird; dabei passirt es eine gewisse Anzahl Seilscheiben auf der Schiebebühne, die fortwährend in Bewegung sind, und von denen einige beweglich so gelagert und mit Frictionstrieben verbunden sind, dafs durch Berührung letzterer mit anderen Frictionsscheiben die Vor- oder Rückwärtsbewegung der Schiebebühne, oder das Heran- resp. Herabziehen der Fahrzeuge bewirkt werden kann. Die Seile laufen mit bedeutender Geschwindigkeit, bis 25 m in der Secunde; durch ein an irgend einer Stelle des geführten Trumms angebrachtes Spanngewicht an losen Rollen wird das Seil in constanter Spannung erhalten.

Es ist nicht zu verkennen, dafs diese Art der Krafttransmission nicht frei ist von einer gewissen Schwerfälligkeit und von verhältnifsmäfsig bedeutenden Arbeitsverlusten. Ergiebt sich doch für das führende Seiltrumm allein, wenn etwa 7 Leitrollen mit verschiedenen Umspannungsbögen von der Maschine bis zur Schiebebühne vorausgesetzt werden, abgesehen von den geringeren, jedoch ebenfalls vorhandenen Verlusten im geführten Trumm, der Wirkungsgrad bei einer Seilstärke von 10 mm zu ungefähr $0{,}_{60}$, bei einer Seilstärke von 20 mm zu $0{,}_{50}$, d. h. es findet im führenden Seiltrumm allein von der Maschine bis zur Triebrolle auf der Schiebebühne ein Arbeitsverlust von 40 pCt. resp. 50 pCt. statt. Jedoch erscheint die Seiltransmission dort, wo Maschinenkraft zu anderen Zwecken im Ueberschusse vorhanden ist und zur Bewegung von Schiebebühnen auf gröfsere Entfernungen zu häufigem Gebrauche übertragen werden mufs, als gute Lösung der fraglichen Aufgabe.

Eine andere, unter Umständen ganz besonders vortheilhafte Krafttransmission auf gröfsere Entfernungen hat man unter Benutzung hoch gespannten Wassers in oben bereits angedeuteten vereinzelten Fällen eingerichtet. Wie zu vielen und grofsen intermittirenden Kraftleistungen, so ist der hydraulische Betrieb mit Accumulator (Arbeitssammler) auch für die Bewegung der Schiebebühnen sehr gut geeignet, da durch den Accumulator ein Mittel gegeben ist, die Arbeitsleistung einer permanent arbeitenden kleinen Kraft aufzuspeichern und sie zeitweise in grofsen, aber nur kurze Zeit währenden Kraftleistungen wieder abzugeben. Der von der Schiebebühne zurückzulegende Weg darf jedoch nicht lang sein, da diese Kraftübertragung nur vortheilhaft ist, wenn das Zugkraftorgan, welches von einer festliegenden hydraulischen Maschine getrieben wird, direct an der Schiebebühne angreift.*)

Endlich wäre noch der Ferntransmission durch Elektricität bei Vorhandensein überschüssiger Maschinenkraft für die Bewegung von Schiebebühnen zu gedenken, wie solche an einer Wagenschiebebühne ausgeführt war, welche die Firma Van der Zypen & Charlier in Deutz bei Köln auf der rheinischen Gewerbeaustellung zu Düsseldorf im Jahre 1880 ausgestellt hatte. Doch ist diese Art der Kraftübertragung vorläufig wohl noch zu kostspielig, um für allgemeinere Anwendung empfohlen werden zu können, wenn auch bemerkt zu werden verdient, dafs ihr Wirkungsgrad sich nicht um Vieles geringer stellen mag, als der der Seiltransmission, überdies die dem Verschleifsen ausgesetzten Uebertragungsglieder bei ihr auf ein Minimum reducirt sind.

In allen Fällen jedoch, wo die Maschinenkraft nur zum Betriebe der Schiebebühne bei Zurücklegung weiterer Wege benutzt werden soll, wird man die Kraftüberführung nach dem Bewegungsmechanismus möglichst direct bewirken müssen, d. h. den Motor auf der Schiebebühne feststehend anordnen, um ihm, durch möglichst weit gehende Beschränkung aller Reibungswiderstände und unter richtiger Begrenzung der unbedingt erforderlichen Geschwindigkeit, die für den vorliegenden Zweck nur eben nothwendige Gröfse geben zu können. Die Wahl des zweckmäfsigsten Betriebes ist aber bei dieser Anordnung, und vornehmlich bei Bewegung von Locomotivschiebebühnen, nicht ohne Weiteres zu treffen, wenn der mehrfach angezogenen Bedingung für den rationellen Betrieb voll und ganz Rechnung getragen werden soll.

Die zunächst sich bietende Dampfkraft wird wegen der Vertheuerung durch eventuell häufiges Reservefeuer nur in

---

*) Schiebebühnen mit Baumwollenseil- resp. Hanfseil-Transmission von der Werkstattsmaschine aus sind z. B. ausgeführt in den Eisenbahnwerkstätten zu Nippes bei Köln (veröffentlicht im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ Jahrgang 1876), Tempelhof und Halensee bei Berlin. Locomotivschiebebühnen mit Drahtseiltransmission führt die Maschinenbau-Actiengesellschaft Nürnberg (vorm. Klett & Co.) aus.

*) Ueber die Construction der hydraulischen Schiebebühne auf dem Potsdamer Bahnhofe in Berlin cf. „Zeitschrift für Bauwesen“ Jahrgang 1875. — Ueber Vorrichtungen zum Rangiren mit Verwendung von hydraulischem Drucke cf. „Notizen über englische Eisenbahnen“ Organ f. d. F. d. Eisenbahnwesens Jahrgang 1875.

seltenen Fällen als die zweckmäfsigste Betriebskraft angewendet werden können. Dagegen bietet sich in neuerer Zeit in der Gaskraftmaschine für den erwähnten stark intermittirenden Betrieb ein überaus bequemer Motor, der, obgleich von geringem Nutzeffecte, sich doch dadurch empfiehlt, dafs er in beliebigem Momente zur Disposition steht, ohne während seines Stillstandes irgend welche ins Gewicht fallende Betriebskosten zu verursachen.

In Landsberg a/W., im Bezirke der Kgl. Eisenbahn-Direction zu Bromberg, ist ein solcher Motor, und zwar eine Gaskraftmaschine nach Otto's neuem Systeme, für eine der Schiebebühnen im viereckigen Locomotivschuppen gewählt worden und seit November 1878 in Betrieb.

Dieser Otto'sche Motor ist eine einfach wirkende Maschine mit horizontalem Cylinder und Kurbelwelle. Wenn bei der älteren Form der atmosphärischen Gaskraftmaschine die unmittelbar treibende Kraft das Gewicht des Kolbens und die auf ihm lastende Luftsäule beim Niedergange war, so ist die jetzige Gaskraftmaschine aufser in der allgemeinen Form auch noch insofern der Dampfmaschine ähnlich, als auch bei ihr zum Zweck einer Arbeitsleistung die Expansionsfähigkeit einer elastischen Flüssigkeit weitgehende Ausnutzung findet. Der Kolben wird bei Maximalleistung der Maschine bei jedem zweiten Vorwärtsgange vom Cylinderboden aus (d. h. bei jeder zweiten Umdrehung der Welle) durch Explosion und allmälige Expansion eines empirisch festgestellten Gemisches von Kohlenwasserstoffgas und atmosphärischer Luft vorwärts getrieben und theilt die nutzbare Arbeit einem Schwungrade mit, welches wiederum seinen Rückgang, sowie seinen nochmaligen ganzen Hub bis zur nächsten Explosion bewirkt. Der von der Treibwelle bewegte Schieber ist so eingerichtet, dafs während des erst genannten Rückganges des Kolbens die Gase der ersten Explosion bis auf einen kleinen Rückstand ausgestofsen, bei dem darauf folgenden explosionslosen Vorwärtsgange überwiegend atmosphärische Luft und zuletzt erst Gas und Luft eingesogen werden, so dafs nach vollendeter Umdrehung in der Nähe des Cylinderbodens das nun comprimirte Gemisch gasreicher ist, als am Kolben, und die Explosion und Kraftübertragung nur eine allmälige sein kann. Die Steuerung und Regulirung ist so eingerichtet, dafs der Motor eine stets gleich bleibende minutliche Tourenzahl besitzt, indem er mit steigender oder fallender Inanspruchnahme bei jeder zweiten Umdrehung Explosionen einschaltet oder ausfallen läfst.

Die in Landsberg betriebene Schiebebühne von ca. 12 m Länge bewegt sich auf vier versenkten Laufschienen mit 8 Rädern, von denen die beiden mittleren der einen Seite als Treibräder benutzt werden. Auf einer dort vorhandenen Plattform stand der frühere Handbetriebsmechanismus. Die Bühne hat höchstens einen Weg von 45 m zurückzulegen und täglich 45 Zugmaschinen auf einem mittleren Wege von $22_{,5}$ m zu befördern; aufserdem sind eine entsprechende Anzahl von Leerfahrten zu machen und häufig Reservemaschinen zu bewegen. Der Betrieb durch Maschinenkraft hatte sich als dringend nothwendig herausgestellt, weil der Handbetrieb durch seine Schwerfälligkeit zu verhältnifsmäfsig bedeutenden Betriebskosten wegen der speciell dafür zu haltenden 8 Arbeiter Veranlassung gab. Die Locomotiven sollten zunächst billiger und schneller befördert werden, ohne dafs jedoch durch unnöthig grofse Geschwindigkeit der Betrieb vertheuert würde.

Wegen der im Locomotivschuppen üblichen Vertheilung der Maschinen wurde eine Beförderungsdauer von ungefähr 5 Minuten für die gröfste Last auf dem längsten Wege bei Beurtheilung aller einschlägigen Verhältnisse als vollständig genügend befunden; der Annahme entspricht eine Geschwindigkeit von $0_{,15}$ m. Die gröfste Last (Locomotive mit Tender, Schiebebühne und Betriebsmechanismus) ist 71000 kg. Es ergab sich deshalb, nach Anstellung von directen Versuchen an der Schiebebühne, eine Maschine von 2 Pferdestärken als ausreichend, da durch dieselbe auch die Maximalgeschwindigkeit in 3 Secunden zu erreichen ist. Die ganze Betriebszeit wurde zu 4 Stunden (Tag- und Nachtdienst) pro Tag einschliefslich der Leerfahrten ermittelt. Eine anderweitig benutzte, auch für den vorliegenden Zweck ausreichende Maschinenkraft war nicht vorhanden. Die Aufstellung einer Dampfmaschine auf der Schiebebühne war der vielen Pausen wegen nicht räthlich; stationär hätte sie aber 4 bis 5 Pferde haben müssen; sie hätte ebenfalls nicht ausgenützt werden können, wäre vielmehr wegen der langen Transmission leicht Veranlassung zu Unregelmäfsigkeiten des Betriebes geworden, die hier vor Allem vermieden werden mufsten.

Den so gestellten Anforderungen entspricht eine Gaskraftmaschine von 2 bis $2^1/_2$ Pferdestärken auf der Schiebebühne stehend und in solcher Anordnung, dafs sie eine gewisse Zeit lang mit der Schiebebühne ein selbstständiges Ganzes bildet.

Aus den Zeichnungen auf Blatt 67 und 68 ist zu ersehen, wie der Mechanismus für den Betrieb durch den Gasmotor, für den die Bremsung eine Leistungsfähigkeit von $2_{,7}$ Pferden ergab, eingerichtet ist. — Da der Apparat aufser der neuen Anwendung des Gasmotors noch im Bewegungsmechanismus mehrere Constructionselemente besitzt, deren vorliegende Benutzung vielleicht interessant ist, wie dies von dem Treibriemen auf den konischen Riemtrommeln und von der Form und Umschaltung des Wendegetriebes zu sagen ist, so möge gestattet sein, etwas näher auf Einzelheiten des Apparates, sein Functioniren und etwaige Mängel einzugehen.

Die Disposition der ganzen Anlage zeigen die Figuren 1 bis 3 auf Bl. 67. Die Maschine ist auf einem Winkeleisenbocke festgeschraubt und nebst Bewegungsmechanismus auf der Plattform des früheren Handbetriebes montirt; der letztere ist zur Reserve auf die andere Seite der Schiebebühne verlegt.

Das zur Speisung nöthige Gas wird durch Vermittelung eines besonderen feststehenden Gasmessers aus der städtischen Gasleitung einer Gascompressionspumpe zugeführt und von dieser nach 3 Gasrecipienten gedrückt. Pumpe und Recipienten befinden sich auf der Bühne. Der Gasmotor treibt die Pumpe selbst und entnimmt dabei für gewöhnlich sein Speisegas direct aus der Leitung.

Figur 4 bis 6 zeigen die zweistiefelige doppeltwirkende Pumpe, welche zu 100 mm Durchmesser und 200 mm Hub ausgeführt ist, und deren Kolbendichtung mit Stahlringen sich gut bewährt hat. Ihre Kurbelwelle macht 40 Touren, während die constante Umdrehungszahl der Maschine 180 pro Minute ist. Der Betrieb der Pumpe erfolgt

durch 2 Riemen und ein Vorgelege. Das Gas wird ihr durch eine zweckmäfsig eingerichtete, leicht lösbare schweifseiserne Kuppelung zugeführt, welche in Fig. 7 bis 10 dargestellt ist; die Dichtung dieser Kuppelung, welche das Ansaugen von Luft bei dem geringen Tagesdrucke in der Gasleitung wirksam verhindert, ist durch Metallberührung und Gummiliderung bewirkt.

Die drei Gasrecipienten, von der Form und Gröfse der bei den Eisenbahnwagen verwendeten Reservoire, haben ca. $1{,}_{14}$ cbm. Gesammtinhalt und sind, wie die ganze Compressionsanlage, für 7 Atmosphären Ueberdruck eingerichtet. Mit dieser Füllung kann die Maschine $4\frac{1}{2}$ bis 5 Stunden unausgesetzt arbeiten. Es ist aber sowohl für das Gas, als für den Gasverbrauch beim Comprimiren vortheilhafter, die Compression nicht so hoch zu treiben; deswegen findet das Ergänzen des Gasvorrathes 2 bis 3 Mal des Tages bis 5 Atmosph. statt. — In der Compressionsanlage sind nur die Pumpenstiefel mit Wasser gekühlt. Von der Pumpe wird das Gas mittelst einer ca. 10 m langen schweifseisernen Röhre von 20 mm Weite durch ein Rückschlagsventil nach den Recipienten geführt; die bedeutende Oberfläche dieser Röhre genügt zur weiteren Kühlung des Gases. — Die Recipienten geben das Gas durch einen Druckregulator von 45 mm Druckdurchlafs an zwei Röhren nach der Schieberflamme und dem Saugeventil des Cylinders ab; in dem Zweige nach letzterem ist ein Kautschukbeutel angebracht, der einen gewissen Vorrath an Gas enthält und den Einflufs der Druckschwankungen vermindern soll, welche durch das Arbeiten der Maschine in der Leitung nach der Schieberflamme verursacht werden. — Die auf die Compression des Gases verwendete Arbeit ist verloren. Da nun aber, wie durch Bremsversuche festgestellt worden ist, die Pumpe bei Erreichung des Maximalüberdruckes von 5 Atmosphären $0{,}_6$ Pferdestärken beansprucht und die Compression für einen Tagesverbrauch in einer Stunde erledigt, so ist der Gasverbrauch während der Compression auf etwa $0{,}_5$ cbm oder zu 9 ₰. zu veranschlagen. Dafs diese Kosten jedoch zusammen mit der Amortisationsquote für das Anschaffungscapital der Compressionsanlage beträchtlich gegen diejenigen Betriebskosten zurückstehen, welche bei Aufstellung einer stationären Maschine eingetreten wären, wird durch eine Zusammenstellung am Schlusse gezeigt werden.

Die Constructionsbedingungen für den Bewegungsmechanismus waren: ein leichtes und allmäliges Steigern der Geschwindigkeit bis zum Maximum und leichtes Anhalten, bei möglichst geringem Metallverschleifse; alsdann aber auch die Umkehrung der Bewegung durch einen wenig Raum einnehmenden, schnell wirkenden Apparat mit geringen Reibungswiderständen, der zugleich als lösbare Kuppelung diene.

Da der Gasmotor beständig 180 Touren in der Minute macht, die Geschwindigkeit der Bühne aber, um ein vortheilhaftes Arbeiten der schwachen Maschine beim Anfahren zu wahren und ein stofsloses Anhalten zu ermöglichen, leicht veränderlich sein mufs, so sind, unter Vermeidung anderer Constructionen, die grofse Reibungswiderstände bieten, zwei konische Riemtrommeln mit parallelen Axen gewählt, und zwar ist, wie aus Fig. 1 u. 2 auf Blatt 67 zu ersehen, die eine, T_1, auf der Maschinentreibwelle befestigt; durch einen 65 mm breiten, während der Bewegung verschiebbaren Lederriemen wird die andere Trommel, T_2, getrieben. Die Krafttransmission erfolgt weiter durch einen auf der Welle von T_2 sitzenden konischen Frictionstrieb nach dem Wendegetriebe, welches aus zwei fest mit einander verbundenen konischen Reibscheiben gebildet ist; von diesen Scheiben dient die eine, in Berührung mit dem Frictionstriebe, für den Hin-, die andere für den Hergang der Schiebebühne Im Stillstande findet keine Berührung statt. Durch drei Zahnräderpaare wird die Bewegung nach der Hauptwelle weiter übertragen.

Behufs Darlegung der speciellen Ausbildung des Bewegungsmechanismus und seines Functionirens wäre Folgendes zu erwähnen:

Der Treibriemen wird während der Bewegung vermittelst geeigneter, in Fig. 11 und 12 auf Bl. 67 und in Fig. 3 bis 5 auf Bl. 68 dargestellter Riemenführungen stets seiner Anfangslage auf den konischen Trommeln parallel gehalten und verschoben, wodurch die allmälige Veränderlichkeit der Geschwindigkeit bewirkt wird. Die Führungen fassen den Riemen in beiden Trümmern möglichst nahe den Auflaufstellen und bestehen in gufseisernen Klauen, welche durch angegossene Zahnstangen in entsprechend angebrachten Böcken geführt und vermittelst Stirnrädchen und einer durchgehenden Handcurbelwelle bewegt werden. Die Führung an Trommel T_1 ist in Figur 2 auf Bl. 68 im Grundrisse, in Fig. 3 in der Ansicht dargestellt; die Führung an T_2 ist in Fig. 1 u. 2 weggelassen, in Figur 5 punktirt, in 11 u. 12 auf Bl. 67 voll dargestellt.

Was nun die Veränderlichkeit der Uebersetzung durch die Trommeln betrifft, so müfste ideell allerdings der Anfangsdurchmesser der treibenden Trommel = 0 sein, weil die Geschwindigkeit von 0 wachsen soll. Wegen der praktischen Unausführbarkeit dieser Uebersetzung ist er jedoch zu 300 mm, die Anfangsgeschwindigkeit der Bühne zu 50 mm, die anfängliche Geschwindigkeitsübersetzung von der treibenden zur getriebenen Trommel zu 2 : 1 gewählt. Der Gasmotor ist, um die momentane Steigerung der Geschwindigkeit auf 50 mm ohne Nachtheil zu gestatten, mit einem Schwungrade ausgerüstet, wie es sonst in dieser Gröfse für die 4pferdigen Gasmotoren angewendet wird. Da nun der Motor stets schon in Bewegung ist, wenn das Wendegetriebe eingerückt wird, da ferner der Riemen stets etwas elastisch ist, und eine kleine Schwankung in der Geschwindigkeit der Maschine bis zur nächsten Explosion ohne jeden Nachtheil zugelassen werden kann, so standen der Anwendung der genannten Anfangsgeschwindigkeit keine Bedenken entgegen. Sie hat sich auch im Betriebe gut bewährt, vornehmlich weil sie für das Anhalten der Bühne wieder angenommen werden kann. — Während der Gascompression laufen die beiden Trommeln behufs Vereinfachung der Construction leer mit; um den Riemen nun leicht in der Anfangslage erhalten zu können und ihn während des Leerganges zu schonen, sind die Trommeln an der betreffenden Stelle mit 70 mm breiten cylindrischen Angüssen versehen. Die Enddurchmesser der Trommeln sind 600 und 300 mm, die Geschwindigkeitsübersetzung dort also 1 : 2, so dafs die Geschwindigkeit der Bühne ideell auf 200 mm gesteigert werden kann.

Beim Transporte der gröfsten Last liegt das Uebersetzungsverhältnifs für die Maximalleistung der Maschine von 2 Pferdekräften bei etwa $\frac{2}{3}$ der Trommellänge; die Ueber-

setzung von 1 : 2 soll hauptsächlich für den Leergang der Bühne benutzt werden. Jedoch hat sich die Praxis herausgebildet, den Riemen auch beim Maschinentransport bis ans Ende der Trommeln zu verschieben, da das Transportgewicht von 71 Tonnen selten erreicht wird. Die Maximalgeschwindigkeit ist daher für gewöhnlich 168 mm, anstatt 150 mm, mit der Last, 188 mm leer. Der ganze Weg wird also im ersteren Falle in $4^1/_2$ bis 5 Minuten, im letzteren in 4 Minuten zurückgelegt. Die Geschwindigkeitsverluste von 32 mm und 12 mm finden ihre Erklärung nicht etwa allein in der Gleitung des Riemens und der Reibkegel, sondern auch in dem Umstande, dafs das gröfste in die Rechnung eingeführte Uebersetzungsverhältnifs am Ende der Trommeln sich befindet, der Riemen aber zunächst seiner Breite wegen mit der Mittellinie nicht bis ans Ende verschoben, dann aber auch in der möglichen Endlage nicht vollständig erhalten werden kann, weil die Riemenführungen nicht an den Auflaufkanten der Trommeln haben angebracht werden können, und aus diesem Grunde das Bestreben des Riemens, sich, besonders an der getriebenen Trommel, immer nach dem gröfseren Durchmesser hin zu ziehen, nicht ganz aufgehoben wird. — Die Länge der Trommeln ist dem beschränkten Raume entsprechend 690 mm, der halbe Anzug der Kegel daher etwas gröfser als $^1/_4$. Wegen der Verwendung eines offenen Riemens ist die Erzeugende des getriebenen Kegels nach aufsen gekrümmt.

Für das gufseiserne Wendegetriebe ist eine Winkelgeschwindigkeits-Uebersetzung von 3 : 2 gewählt und bei der Lagerung seiner Wellen, wie auch der aller anderen, für möglichst geringe Wege der schädlichen Widerstände gesorgt; deshalb sind die Zapfen mit Minimaldurchmesser versehen, so weit die Rücksicht auf die Abnutzung dies erlaubte, und der Axialdruck des kleineren Triebes durch einen Kammzapfen aufgenommen. Das Reibscheibenpaar ist mit dem ersten Zahnrade durch feste Zahnkuppelung verbunden. Die ursprüngliche Verschiebbarkeit dieses Scheibenpaares nebst Welle ist zu 2 mm angenommen. — Die Verschiebung und Zusammendrückung der Reibräder wird durch eine Schraube bewirkt, die eine mit zwei seitlichen Stirnzapfen versehene Mutter bewegt, sowie durch die aus Fig. 1 u. 2 auf Bl. 68 und aus Fig. 13 und 14 auf Bl. 67 ersichtliche Anordnung zweier Winkelhebel, welche mit ihren kurzen Armen gegen die Stirnzapfen der Mutter sich legen, mit ihren längeren gemeinschaftlich ein Gewicht von 50 kg tragen.

Die Schraubenspindel ist an einem Ende mit einem Kammzapfen in dem Stützlager der verschiebbaren Wenderäderwelle gelagert. Der Apparat ermöglicht daher nicht nur die Verschiebung des Getriebes, sondern auch die Ausübung des kleinsten ausreichenden Reibungsdruckes, und begrenzt die Steigerung desselben über einen bestimmten Maximaldruck.

Dieser Druckkraftregulator hat sich als zweckmäfsig erwiesen, so dafs der Wirkungsgrad des ganzen Wendegetriebes, wie die Rechnung ergiebt, für gewöhnlich zu $0,_{925}$ angenommen werden kann trotz des Axialdruckes; nur wäre eine doppelte Anordnung der kürzeren Winkelhebelarme zu empfehlen, um ein Schiefdrücken der Mutter zu vermeiden. Die gegenwärtige Anordnung wurde der Einfachheit wegen gewählt. — Die Reibkegel haben sich gut eingelaufen; sie selbst und besonders die Kammlager ihrer Wellen zeigen bis jetzt nur sehr wenig Abnutzung. — Die Anordnung der Riemtrommeln und des Wendegetriebes sind aus Fig 1 bis 5 auf Bl. 68, ihre Detailconstruction aus Fig. 6 und 7 auf Bl. 68 und Fig. 13 u. 14 auf Bl. 67 ersichtlich. Die Lagerböcke für die Wellen des Wendegetriebes sind, wie Fig. 1 u. 2 Bl. 68 zeigen, durch einen Winkeleisenrahmen zusammengehalten; die aus Schweifseisen bestehenden Lager mit Rothgufsschalen dieser Wellen sind in den Figuren 8 u. 9 Bl. 68 dargestellt. Ihre Schalen sind nachstellbar. — Die Anordnung der die Arbeit weiter übertragenden 3 Zahnräderpaare, die Lagerung ihrer Wellen und ihre Dimensionen sind aus den Figuren 1 u. 2 auf Bl. 68 zu ersehen.

Die Anbringung einer Bremse war nicht nöthig, weil die Geschwindigkeit behufs Anhaltens stets auf 50 mm reducirt wird und bei plötzlicher Ausrückung des Wendegetriebes die Bühne alsdann nur noch 12 mm fortrollt. Bei Ausrückung während der Geschwindigkeit von 150 oder 168 mm vernichten die Reibungswiderstände die lebendige Kraft auf einem Wege von 115 resp. 144 mm.

Der Treibriemen des Bewegungsmechanismus hat sich gut gehalten; Reparaturen sind auch sonst nicht erforderlich gewesen. An dem Gasmotor mufs der Schieber alle 8 Tage, der Kolben und Cylinder vielleicht alle Monate gereinigt werden.

Der Gasmotor ist von der Firma Möller & Blum in Berlin für ca. 2260 ℳ incl. Montage, die Gascompressionsanlage mit Druckregulator und Röhrenleitung von F. Pintsch in Berlin für ca. 1600 ℳ incl. Montage geliefert worden; die Lieferung und Montage des Bewegungsmechanismus, einschliefslich einer neuen Hauptwelle, nebst Befestigung der Maschine, der Pumpe und der Recipienten hat Jähne & Sohn in Landsberg a/W. für 2640 ℳ ausgeführt, so dafs die Gesammtanlagekosten 6500 ℳ betragen haben.

Zur Vorführung der gegenüber dem früheren Handbetriebe gemachten Ersparnisse mögen die Resultate des bisherigen Betriebes während zweier Monate der ungünstigsten Jahreszeit dienen. Während der Monate Januar und Februar 1880 wurden im Ganzen 2779 Maschinen befördert. Für diese Leistung, einschliefslich der Gascompression und der Leerfahrten, wurden 539 cbm Gas verbraucht. Es ergiebt sich daher ein täglicher Gasverbrauch von 9 cbm; dieser ist höher, als gewöhnlich für Gaskraftmaschinen angenommen wird, weil kleine Verluste stets vorkommen und aufserdem die Maschine vor Anfahren der Bühne in Thätigkeit gesetzt und erst nach dem Anhalten still gestellt werden mufs. Das Gas kostet in Landsberg, abzüglich des der Verwaltung gewährten Rabattes, $17,_{6}$ ₰ pro cbm; mithin betragen die Kosten des Gases während der oben erwähnten 60 Tage $1,_{584}$ ℳ pro Tag oder $3,_{42}$ ₰ pro Maschine. Die baaren Auslagen betragen $6,_{38}$ ℳ pro Tag (für 2 Wärter 4 ℳ, für Schmier- und Reparaturkosten $0,_{8}$ ℳ, für Gas $1,_{58}$ ℳ). Der Handbetrieb erforderte für 8 Mann $14,_{4}$ ℳ baare Auslagen, so dafs gegen früher $8,_{02}$ ℳ pro Tag baar weniger auszugeben sind. Rechnet man hiervon auf Amortisation der Anlage (einschliefslich Abnutzung und Werthverlust) $1,_{26}$ ℳ ab, so bleiben pro Tag $6,_{76}$ ℳ oder pro Jahr rund 2470 ℳ Ersparnifs.

Es erübrigt nun noch, durch Zahlenangaben nachzuweisen, dafs die gewählte Betriebsart als die billigste unter

den im vorliegenden Falle möglichen anzunehmen war. Daher möge aufser dem bereits erwähnten Handbetriebe eine Gaskraftmaschine als stationärer Motor, eine Dampfmaschine mit Kessel als stationärer Motor und eine Dampfmaschine nebst Kessel und Zubehör auf der Schiebebühne selbst zum Vergleiche herangezogen werden, wobei für die Dampfmaschinen der Brennmaterialverbrauch ähnlicher, bereits längere Zeit im Betriebe befindlicher Anlagen anzunehmen ist. Als jährliche Amortisationsquote (einschliefslich Abnutzung und Werthverlust) sind für die Dampfmaschinen, Zahnräder, Lager u. s. w. 6 pCt., für die Dampfkessel 11 pCt., für die Gaskraftmaschinen 7 pCt., für Recipienten (einen verzinkt), Pumpen u. s. w. 6 pCt., für die Riemen 45 pCt., für die Seiltransmissionen 75 pCt. des Anschaffungscapitals als die gebräuchlichen Zahlen vorausgesetzt. — Ein stationärer Motor hätte mindestens 4 Pferdestärken zur erforderlichen Ueberwindung der beträchtlich gröfseren Reibungswiderstände haben müssen. Es ergeben sich daher für die täglichen Betriebskosten folgende Vergleichszahlen:

Betriebsmaschine	Gesammt-Anlage-kosten ℳ	Brennmaterialverbrauch		Wasser-, Schmier-u. Reparatur-kosten ℳ	Wärter-kosten ℳ	Amorti-sations-quote pro Tag ℳ	Sa. der Betriebs-kosten pro Tag ℳ
		Menge	Kosten ℳ				
Stationäre 4pferdige Gaskraftmaschine . . .	6450	17 cbm Gas	3,0	1,20	4	1,43	9,63
Stationäre 4—5pferd. Dampfmaschine mit Kessel	6150	110 kg Kohle, 4,5 Schffl. Cokes	4,46	1,20	4	1,55	11,21
2—3pferd. Dampfmaschine auf der Schiebebühne	5000	80 kg Kohle, 3,5 Schffl. Cokes	3,38	0,8	4	1,04	9,22
2—2½ pferd. Gaskraftmaschine auf der Bühne	6500	9 cbm Gas	1,58	0,8	4	1,26	7,64
Der frühere Handbetrieb	—	—	—	—	—	—	14,4

Aus dieser Zusammenstellung ist zu ersehen, dafs die Gaskraftbewegung der Schiebebühne zwar theurer in der Anlage, jedoch wesentlich billiger im Betriebe sich stellt, als die Verwendung von Dampfkraft, wenn, wie im vorliegenden Falle, der Dienst für die Schiebebühne so liegt, dafs das Feuer unterhalten werden müfste.

Es ist nicht zu leugnen, dafs durch die Nothwendigkeit der Compressionsanlage, welche eingerichtet worden ist, um die Zuführung des Gases durch einen langen, sich auf- oder abwickelnden Schlauch (oder oft zu füllende Gasreservoire) und die ganz gewifs damit verknüpften grofsen und häufigen Unbequemlichkeiten zu vermeiden (die Schiebebühnengrube mufs von den Arbeitern als Passage nach jeder Richtung benutzt werden), der Betrieb schwerfälliger wird; es könnte aber die Verwendung einer Gaskraftmaschine für gleiche und ähnliche Zwecke in nahezu vollendeter Weise zu intermittirender Arbeitsleistung verwendet werden, wenn es gelänge, in einfacher Weise das nothwendige Gas für den augenblicklichen Gebrauch in der Nähe des Motors selbst zu fabriciren, wofür bis jetzt eine zufriedenstellende Lösung nicht gefunden zu sein scheint. — Der Vorwurf der gröfseren Complicirtheit des Bewegungungsmechanismus, der sich principiell kaum anders wird anordnen lassen, gegenüber demjenigen bei Dampfkraft, liegt nahe, könnte aber mit Berechtigung nicht erhoben werden. Während des bis jetzt 2½ jährigen Betriebes hat sich gezeigt, dafs die Anlage sich mit Leichtigkeit überwachen läfst; die gewählten Verhältnisse und Constructionsglieder haben sich ausnahmslos bewährt. Ferner hat die ganze Anlage insofern einen Vorzug gegenüber dem in Betracht kommenden directen Dampfbetriebe, als bei den Gasrecipienten ein Verschleifs im Betriebe nicht eintritt, und sie sich auch wesentlich billiger überwachen lassen, als ein Dampfkessel, der oft gereinigt werden mufs und bezüglich der Betriebssicherheit den sorgfältig hergestellten Recipienten oder dem eventuellen Ersatze derselben nachzustellen ist.

Berlin im April 1881. Queisser.

Ueber die Stöfse des hydraulischen Widders in den Leitungen.

Eine Untersuchung der Mittel, die man behufs Abschwächung ihrer Wirkungen angewandt hat, von J. Michaud, Ingenieur.

Aus dem bulletin de la société Vaudoise des ingénieurs et des architectes (Jahrgang 1878) übersetzt von Ernst Wolff, Docenten an der technischen Hochschule zu Berlin.

(Schlufs.)

Ueber die Stelle, an der Windkessel oder Sicherheitsventil anzubringen sind.

Bei allen bisher behandelten Beispielen haben wir vorausgesetzt, dafs die geschlossenen Mündungen am selben Punkt mit den für die Unschädlichmachung der Stöfse, die durch ihren Schlufs hervorgerufen werden, angeordneten Vorrichtungen sich befanden.

Untersuchen wir jetzt den Fall, dafs die Buffervorrichtung sich jenseits und in einer gewissen Entfernung von der Mündung befindet, die man geschlossen hat. Die im Wasser, das man zum Stillstand bringt, oder dessen Geschwindigkeit man vermindert, enthaltene Arbeit kann durch den Buffer erst dann aufgenommen werden, wenn eine mehr oder weniger beträchtliche Wassermasse sich in Bewegung gesetzt oder seine Geschwindigkeit erhöht hat. Wir wollen untersuchen, welches die gröfste zulässige Entfernung ist, im Falle man eine unbewegte Masse in Bewegung setzen mufs.

Diese Entfernung mufs gleich Null sein, wenn man weder auf die Zusammendrückbarkeit des Wassers noch auf die Elasticität der Wände rechnen will und sobald der Schlufs vollständig in einem Augenblick stattfindet. In der Praxis giebt es keinen augenblicklichen Schlufs des Schiebers und selbst dann, wenn man eine hydraulische Presse oder eine andere derartige Vorrichtung anwendet, kann man immer

auf eine wahrnehmbare Dauer des Schlusses rechnen, wäre es auch nur eine halbe oder drittel Secunde.

Nennen wir T diese Dauer und nehmen an, dafs die Geschwindigkeit des Schlusses constant sei, so dafs die aus der rechteckig vorausgesetzten Mündung, welche man schliefst, ausströmende Wassermasse proportional der Zeit abnimmt. Es seien ferner:

v die Geschwindigkeit, welche die jenseits der Mündung, die man schliefst, gelegene Wassermasse m' allmälig annimmt;

l die Länge des der Masse m' entsprechenden Theils der Leitung;

L die Länge der Leitung zwischen dem Hochbehälter und der betrachteten Mündung;

F die beschleunigende Kraft, welche die Masse m' in Bewegung setzt und einem bestimmten Ueberdruck H' entspricht, der zu dem constanten oder variabeln vom Buffer erzeugten Ueberdruck noch hinzukommt.

Wir haben zunächst die folgende Gleichung, welche die Beziehung zwischen den drei Durchflufsmassen vor, in und hinter der Mündung während der Dauer des Schlusses ausdrückt.

$$(1) \qquad u = u_1 \left(1 - \frac{t}{T}\right) + v.$$

Bei dem ersten Gliede auf der rechten Seite ist der Einflufs vernachlässigt, welchen die Veränderung des inneren Drucks während der Dauer des Schlusses auf die aus der Oeffnung fliefsende Wassermenge hat.

Nehmen wir das Differential

$$(2) \qquad dv = du + \frac{u_1}{T} dt.$$

Nehmen wir ferner an, dafs der Buffer ein Windkessel sei oder ein Ventil, aber ohne Masse, die in Bewegung gesetzt werden müfste. Das Gesetz der Beschleunigung giebt:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{F}{m'} = \frac{1000\, S H' g}{1000\, S l} = \frac{H' g}{l}$$

$$dv = \frac{H' g}{l} dt.$$

Die Differentialgleichung der lebendigen Kräfte ist

$$m u\, du = -1000\,(H + H')\, S u\, dt$$

$$du = -g\left(\frac{H + H'}{L}\right) dt.$$

Ersetzen wir du und dv in der Gleichung (2) durch ihre Werthe, so finden wir

$$\frac{H' g}{l} dt = -g\left(\frac{H + H'}{L}\right) dt + \frac{u_1}{T} dt,$$

oder wenn wir mit dt dividiren und H' herausziehen:

$$\text{VII.} \qquad H' = \left(\frac{u_1}{gT} - \frac{H}{L}\right) \frac{l}{1 + \frac{l}{L}}.$$

In den meisten Fällen kann man $\frac{H}{L}$ und $\frac{l}{L}$ gegenüber $\frac{u_1}{gT}$ und der Einheit vernachlässigen, so dafs man setzen kann

$$H' = \frac{l u_1}{gT}.$$

Beispiel. — Wenn $u_1 = 0{,}35$ m ist, $T = 0{,}35$ und $l = 98$ m, so ergiebt sich $H' = 10$ m.

Diese Theorie würde Anwendung finden in dem Falle, dafs man als Buffer einen belasteten Kolben anwendet, der mit wenig Reibung in einem genügend langen Cylinder aufsteigt und unmittelbar neben der zu schliefsenden Mündung aufgestellt ist. Man würde dann haben $l = h + H$ und es würde werden:

$$H' = \frac{u_1 (h + H)}{gT}.$$

Wenn wir für die Leitung Lausanne Ouchy voraussetzen, dafs der berechnete Ueberdruck, der vom Gewicht des Kolbens kommt, $H = 15$ m sein würde, so finden wir für $u_1 = 0{,}35$ und $T = 0{,}35$ Secunden

$$H' = 15{,}5 \text{ m}.$$

So beträgt während der Drittelsecunde, die der Schlufs dauert, der gesammte Ueberdruck 30 m, aber er fällt plötzlich auf 15 m in dem Augenblicke, in welchem der Schlufs vollendet ist, weil dann der belastete Kolben keiner Beschleunigung seiner Geschwindigkeit mehr bedarf. Von dem Augenblicke an nimmt dieser Ueberdruck allmälig ab, denn die Schwere, die sich der aufgehenden Bewegung des Kolbens widersetzt, mufs gröfser als der sie fördernde Wasserdruck sein, damit nach Ablauf einiger Zeit die Bewegung des Kolbens gleichzeitig mit der des Wassers aufgehoben wird. So giebt in diesem besonderen Falle in Folge der Trägheit der Kolben, statt den berechneten constanten Ueberdruck von 15 m auszuüben, einen solchen, der von 30 m beim Beginn auf weniger als 15 m herabgeht während des letzten Theils der Bewegung.

Langsamer Schlufs der Ausflufsöffnungen.

1. Wenn kein Windkessel und Sicherheitsventil vorhanden ist.

Bis jetzt haben wir vorausgesetzt, dafs der Schlufs der Oeffnungen in einem Augenblicke stattfindet. Untersuchen wir jetzt, welches die Wirkung eines langsamen Schlusses auf eine Leitung sein kann, die weder mit Windkessel noch mit Sicherheitsventil versehen ist.

Nehmen wir deswegen an, dafs am Ende einer Leitung (Fig. 4) ein verticales Rohr vom selben Querschnitt wie die Leitung sich befindet mit einem Kolben P, der auf einem Vorsprunge des Rohrs ruht und ohne jede Reibung sich bewegen kann. Nehmen wir ferner an, dafs dieser Kolben ohne Masse sei und eine unendlich lange Feder gleichfalls ohne Masse ihn belastet und auf die Oberfläche des Wassers einen Ueberdruck H ausüben läfst, der bei jeder Lage und jeder Geschwindigkeit des Kolbens constant ist.

Machen wir schliefslich die Annahme, dafs während des Vorhandenseins der Geschwindigkeit u_1 man in einem Augenblicke die Ausflufsmündung schliefst; das Wasser wird den Kolben P heben und seine Bewegung fortsetzen, bis durch den Druck H die im Wasser aufgespeicherte lebendige Kraft vollständig aufgezehrt ist. Untersuchen wir jetzt, wie die Geschwindigkeit u sich ändert beim Uebergang von dem Werthe u_1 in den Werth 0.

Vernachlässigen wir den Druckverlufst durch die Reibung, so giebt die Gleichung der lebendigen Kräfte:

$$\tfrac{1}{2} m u_1{}^2 - \tfrac{1}{2} m u^2 = 1000\, S H x,$$

wobei x den Weg bedeutet, den der Kolben während der Verminderung der Geschwindigkeit des Wassers von u_1 auf u durchläuft:

$$u = \sqrt{u_1{}^2 - \frac{2000\, H S}{m} x},$$

nun ist aber $udt = dx$, also

$$dt = \frac{dx}{\sqrt{u_1^2 - \frac{2000\,HS}{m}x}} = \frac{dx}{\sqrt{u_1^2 - Ax}},$$

wenn $$A = \frac{2000\,HS}{m}.$$

Integriren wir von 0 bis x und von 0 bis t, so ergiebt

sich $$t = \frac{2}{A}\left(u_1 - \sqrt{u_1^2 - Ax}\right),$$

oder $$x = u_1 t - \frac{At^2}{4}.$$

Ersetzen wir in der Gleichung der lebendigen Kräfte x durch den Werth, den wir eben gefunden, so erhalten wir

$$u^2 = u_1^2 - Au_1 t + \frac{A^2}{4}t^2.$$

Diese Gleichung zweiten Grades ist das Quadrat der Gleichung ersten Grades

$$u = u_1 - \frac{At}{2}.$$

Die Beziehung, welche zwischen der Geschwindigkeit u und der Zeit stattfindet, ist also

$$u = u_1 - \frac{At}{2} = u_1 - \frac{1000\,HS}{m}t,$$

oder besser $$u = u_1 - \frac{Hg}{L}t.$$

Diese Gleichung zeigt, dafs unter der oben ausgesprochenen Voraussetzung eines vollkommen constanten Ueberdrucks die Geschwindigkeit in der Leitung und damit auch die Durchflufsmenge proportional der Zeit abnimmt. Dieses Resultat mufste erwartet werden, da man weifs, dafs wenn die Kraft, die sich der Bewegung einer Masse entgegenstellt, constant ist, die Geschwindigkeit derselben proportional der Zeit abnehmen mufs.

Ist $u = 0$ und $t = T$ geworden, so hat man

$$u_1 = \frac{Hg}{L}T,$$

oder VIII. $$H = \frac{u_1 L}{gT}.$$

Man kann in der Praxis sehr einfach die Bedingungen herstellen, welche der eben aufgestellten Rechnung zu Grunde gelegt sind. Schliefst man plötzlich aber nur theilweise die Ausflufsöffnung am Ende einer Leitung, die weder Windkessel noch Ventil hat, so wird der Druck auch plötzlich steigen, bis die Zunahme des Drucks ausreichend ist, den Einflufs der Verminderung des Querschnitts der Ausflufsöffnung aufzuheben. Ist diese Zunahme des Drucks einmal erreicht, so kann sie gerade wie die durch den Kolben P bewirkte constant bleiben bis zur Vollendung des Schlusses unter der einen Bedingung, dafs die Ausflufsmenge und folglich auch die Gröfse der Oeffnung proportional der Zeit abnehmen und endlich nach einer Gesammtdauer T des Schlusses gleich Null werden. Der Werth der Zunahme des Drucks, der genügt ein solches Resultat hervorzubringen, ist genau der, den die Formel VIII ergiebt.

Wir wollen uns nicht weiter auf diese letzten Resultate einlassen, die wie die vorhergehenden unter der Voraussetzung der Nichtelasticität der Wände und der Unzusammendrückbarkeit des Wassers erhalten sind. Sie werden nämlich durch die Erfahrung nicht vollkommen bestätigt, weil die Elasticität der Wände und des Wassers in Wirklichkeit einen Windkessel schaffen, dessen Vorhandensein einen bedeutenden Einflufs ausübt, den wir im folgenden Paragraphen studiren wollen.

Dieser Einflufs ist genügend, um die für den Fall des langsamen Schlusses erhaltenen Resultate sehr merkbar und in ungünstiger Weise abzuändern; in der Praxis kann er bei Berechnung der Ventile und Windkessel im Falle des Schlusses in einem Augenblicke vernachlässigt werden. Was den weiteren Ueberdruck anbelangt, der durch die in Bewegung zu setzenden Massen erzeugt wird, sei es, dafs der Buffer entfernt liegt von der zu schliefsenden Oeffnung, sei es, dafs er selbst eine gewisse Masse besitzt, so ist auch dieser verschieden von dem, den wir unter der Annahme der Nichtelasticität berechnet haben.

2. Langsamer Schlufs, wenn ein Windkessel vorhanden ist.

Wir wollen jetzt untersuchen, welches die Wirkung eines langsamen Schlusses mit constanter Geschwindigkeit von der Dauer T ist bei Vorhandensein eines Windkessels.

Wenn das am Ende der Leitung ankommende Wasser daselbst eine Mündung vorfindet, die sich allmälig verengt, so wird es in den Windkessel eintreten und darin einen Ueberdruck hervorbringen, der ausreichend sein mufs, die lebendige Kraft der in Bewegung befindlichen Wassersäule zu zerstören. Dieser Ueberdruck wird bei Beginn des Schlusses gleich Null sein und von da an zunächst zunehmen, später nach einem Gesetze, welches die folgende Rechnung uns kennen lehren wird, sich verändern.

Greifen wir auf die Figur 1 zurück und vernachlässigen den Druckverlust in Folge der Reibung, so haben wir

$$mudu = Sp_e udt - Sp_e \frac{x_e}{x} udt,$$

oder $$mdu = Sp_e dt - Sp_e \frac{x_e}{x} dt$$

und setzen wir $\frac{Sp_e}{m} = a$ und $\frac{Sp_e x_e}{m} = b$, so ergiebt sich

$$1)\qquad \frac{du}{dt} = a - \frac{b}{x}.$$

Die Gleichheit zwischen der Wassermenge in der Leitung vor dem Windkessel einerseits, und denjenigen Mengen, die in den Windkessel eintreten und durch die Mündung ausfliefsen andererseits, giebt die folgende Gleichung:

$$2)\qquad Su = -S'\frac{dx}{dt} + Su_1\left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

Behufs Erleichterung der Rechnung vernachlässigen wir beim Schreiben dieser Gleichung den Einflufs, den diejenige Veränderung des Drucks auf die Ausflufsmenge der Mündung hat, welche aus dem Umstande, dafs Wasser in den Windkessel eingetreten oder aus ihm ausgetreten ist, hervorgeht. Das kommt darauf hinaus, dafs wir die Geschwindigkeit des Schlusses der Mündung, welche letztere wir übrigens stets als rechteckig voraussetzen, nicht als vollkommen gleichmäfsig annehmen.

Nebenbei wollen wir bemerken, dafs diese Gleichung 2 auf unsere Aufgabe nur angewandt werden darf für Werthe von t, die zwischen 0 und T liegen, so dafs jede Lösung, welche für t einen negativen oder einen höheren Werth als T geben würde, eine algebraische Lösung ist, die mit der Bewegung des Wassers und des Drucks in der Leitung nichts gemein hat.

Setzen wir ferner $1 - \frac{t}{T} = y$,

woraus folgt $\quad - dt = T dy$,

so wird aus den Gleichungen 1 und 2:

$$3) \quad \frac{du}{dy} = T\left(\frac{b}{x} - a\right)$$

$$4) \quad u = \frac{S'}{ST}\frac{dx}{dy} + u_1 y,$$

und wenn wir aus 3 und 4 dy eliminiren, so erhalten wir

$$u\,du = \frac{S'}{S}\left(\frac{b}{x} - a\right)dx + u_1 y\,du.$$

$$5) \quad \int_{u_1}^{u} u\,du = \frac{S'}{S}\int_{x_1}^{x}\left(\frac{b}{x} - a\right)dx + u_1\int_{u_1}^{u} y\,du,$$

nun ist aber $\int_{u_1}^{u} y\,du = uy - u_1 y_1 - \int_{y_1}^{y} u\,dy$

und nach der Gleichung 4

$$\int_{y_1}^{y} u\,dy = \frac{S'}{ST}\int_{x_1}^{x} dx + u_1\int_{y_1}^{y} y\,dy$$

$$= \frac{S'}{ST}(x - x_1) + \frac{u_1}{2}(y^2 - y_1^{\,2}).$$

Das Integral 5 löst sich also wie folgt:

$$\frac{u^2}{2} - \frac{u_1^{\,2}}{2} = \frac{S'}{S} b \ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S} a (x - x_1)$$

$$+ u_1 u y - u_1^{\,2} y_1 - \frac{S' u_1}{ST}(x - x_1) - \frac{u_1^{\,2}}{2}(y^2 - y_1^{\,2}).$$

Nehmen wir auf die rechte Seite alle Glieder mit x, so kommt auf die linke

$$\tfrac{1}{2}(u^2 - 2u_1 u y) + u_1^{\,2} y^2 - \tfrac{1}{2}(u_1^{\,2} - 2u_1^{\,2} y_1 + u_1^{\,2} y_1^{\,2})$$

$$= \tfrac{1}{2}(u - u_1 y)^2 - \tfrac{1}{2} u_1^{\,2}(1 - y_1)^2.$$

Nun ist aber $\quad 1 - y_1 = 0$,

also
$$\tfrac{1}{2}(u - u_1 y)^2 = \tfrac{1}{2}\frac{S'^2}{S^2 T^2}\left(\frac{dx}{dy}\right)^2$$

$$= \frac{S'}{S} b \ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S}\left(a + \frac{u_1}{T}\right)(x - x_1) \quad \text{und}$$

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = 2\frac{S'}{S} b \ln\frac{x}{x_1} - \frac{2S'}{S}\left(a + \frac{u_1}{T}\right)(x - x_1)$$

und wenn wir für a und b ihre Werthe einsetzen,

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = \frac{2}{m}\left[V_e p_e \ln\frac{p_e}{p} - p_e(V - V_e) - \frac{m u_1}{TS}(V - V_e)\right].$$

Aus denselben Gründen und unter denselben Umständen, die wir bereits bei unserer Untersuchung über die Windkessel angetroffen, können wir für

$$V_e p_e \ln\frac{p}{p_e} - p_e(V_e - V)$$

den angenäherten Werth $(V_e - V)\frac{p - p_e}{2}$ setzen, und erhalten

$$6) \quad \frac{dx}{dt} = \frac{S}{S'}\sqrt{\left(\frac{2u_1}{TS} - \frac{p - p_e}{m}\right)(V_e - V)}.$$

$\frac{dx}{dt}$ ist die Geschwindigkeit des Wassers, welches in den Windkessel eintritt, oder aus ihm austritt. Man weifs von vorn herein, dafs diese Geschwindigkeit Null sein mufs, sowohl bei Beginn des Schlusses im Augenblicke, wo das Luftvolumen der Kammer V_e ist, als auch im Augenblick, wo der Druck ein Maximum erreicht hat, falls ein solches stattfindet, und wo das Wasser die Richtung seiner Bewegung ändert, um wieder aus der Kammer auszutreten.

Die Gleichung 6 zeigt, dafs die Geschwindigkeit $\frac{dx}{dt}$ ganz richtig gleich Null ist für $V = V_e$ und dafs sie es aufserdem ist für

$$\frac{2u_1}{TS} = \frac{p - p_e}{m}.$$

Bezeichnen wir mit p_2 das Maximum des Drucks, welches erreicht wird, wenn $\frac{dx}{dt} = 0$, mit V_2 das entsprechende Volumen, endlich mit H_{max} das Maximum des Ueberdrucks, so dafs $\quad 1000\,H_{max} = p_2 - p_e$.

Wir erhalten dann

$$\text{IX.} \quad H_{max} = \frac{2 m u_1}{1000\,TS} = \frac{2 L u_1}{gT}.$$

Es geht aus der Vergleichung der Formeln VIII und IX hervor, dafs wenn der eben gefundene Werth von H_{max} während der Dauer des Schlusses eintritt, das heifst, während t zwischen 0 und T liegt, der durch den Stofs verursachte Ueberdruck, alle übrigen Umstände als gleich vorausgesetzt, bei Vorhandensein eines Windkessels doppelt so grofs sein wird wie beim Fehlen einer derartigen Buffervorrichtung, wenn das Wasser und die Wände der Leitung unelastisch wären. Man sieht ferner, dafs das Maximum des durch einen langsamen Schlufs hervorgebrachten Ueberdrucks immer dasselbe ist, welches auch das Volumen des Windkessels sei, von dem es ja unabhängig ist, immer unter der Bedingung, dafs das Maximum vor der Vollendung des Schlusses eintritt.

Untersuchen wir deswegen, in welchem Augenblick das Maximum des Ueberdrucks eintritt, um festzustellen, ob dasselbe innerhalb des Zeitraums von 0 bis T liegt.

Unter der schon gemachten Voraussetzung, dafs an Stelle der die Veränderungen des Drucks im Windkessel angebenden Hyperbel eine Gerade gesetzt wird, erhalten wir

$$\frac{p - p_e}{p_2 - p_e} = \frac{H}{H_{max}} = \frac{V_e - V}{V_e - V_2}.$$

Aus der Gleichung 6 wird

$$\frac{dx}{dt} = \frac{S}{S'}\sqrt{\frac{1000\,H_{max}}{m(V_e - V_2)}}\sqrt{V_e - V_2)(V_e - V) - (V_e - V)^2},$$

es ist aber $S'x = V$, demnach $dx = \frac{dV}{S'}$ und

$$dt = \frac{dV}{S\sqrt{\frac{1000\,H_{max}}{m(V_e - V_2)}}\sqrt{(V_e - V_2)(V_e - V) - (V_e - V)^2}},$$

setzen wir $V_e - V_2 = a$ und $V_e - V = z$,

wonach $\quad - dV = dz, \quad$ so ist

$$dt = -\frac{1}{S\sqrt{\frac{1000\,H_{max}}{m(V_e - V_2)}}}\,\frac{dz}{\sqrt{az - z^2}}.$$

Integriren wir von 0 bis t und von z_1 bis z, so ergiebt sich

$$t = -\frac{2}{S}\sqrt{\frac{m(V_e - V_2)}{1000\,H_{max}}}$$

$$\times\left(\text{arc tang}\frac{z}{\sqrt{az - z^2}} - \text{arc tang}\frac{z_1}{\sqrt{az_1 - z_1^{\,2}}}\right).$$

Nun ist aber $\quad z_1 = V_e - V_e = 0$,

also
$$t = \frac{2}{S}\sqrt{\frac{m(V_e - V_2)}{1000\,H_{max}}}$$

$$\times\ \text{arc tang}\frac{V_e - V}{\sqrt{(V_e - V_2)(V_e - V) - (V_e - V)^2}}$$

und 7) $t = \sqrt{\dfrac{2\,(V_e - V_2)\,T}{Q}}\ \text{arc tang}\ \dfrac{1}{\sqrt{\dfrac{H_{max}}{H} - 1}}$.

H darf weder negativ noch gröfser als H_{max} werden, weil in diesen beiden Fällen t imaginär werden würde. Der Druck geht also nicht unter den statischen herunter. Ferner erhält man so oft H gleich H_{max} wird

$$8)\quad t_a = \sqrt{\frac{2\,(V_e - V_2)\,T}{Q}}\ \text{arc tang}\ \infty$$
$$= n\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{2\,(V_e - V_2)\,T}{Q}},$$

wobei n eine ganze und ungrade Zahl ist.

Die Gleichung 8 giebt den Augenblick der Maxima. Wenn H Null geworden ist, giebt die Gleichung 7:

$$9)\quad t_b = \sqrt{\frac{2\,(V_e - V_2)\,T}{Q}}\ \text{arc tang}\ 0$$
$$= n\pi\sqrt{\frac{2\,(V_e - V_2)\,T}{Q}},$$

wobei n eine ganze Zahl ist.

Die Gleichung 9 giebt den Augenblick der Minima. Wenn man nun in Figur 8 als Abscissen die Zeiten t und

Fig. 8.

als Ordinaten die entsprechenden Ueberdrucke H, welche durch die Formel 7 gegeben sind, aufträgt, so erhält man eine Reihe von vollkommen gleichen und symmetrischen Schwingungswellen, welche angeben, wie der Druck mit der Zeit sich verändert während der Dauer des Schlusses.

In den meisten Fällen, die uns die Praxis bietet, kann man $V_e - V_2$ bestimmen, indem man einfach setzt

$$V_e - V_2 = V_e\,\frac{H_{max}}{h + \dfrac{p_0}{1000}} = V_e\,\frac{H_{max}}{h + 10},$$

wenn $p_0 = 10\,000$ ist.

Setzen wir für $(V_e - V_2)$ und H_{max} die betreffenden Werthe, so wird aus den Gleichungen 7, 8, 9:

$$7\text{a})\quad t = 2\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}\ \text{arc tang}\ \frac{1}{\sqrt{\dfrac{H_{max}}{H} - 1}},$$

$$8\text{a})\quad t_a = n\pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}},\ \text{wobei } n \text{ ungerade ist,}$$

$$9\text{a})\quad t_b = 2n\pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}},\ \text{wobei } n \text{ eine ganze Zahl ist.}$$

Nennt man i den Zeitraum, der den Augenblick eines Maximums von dem eines Minimums trennt, so sieht man, dafs er gleich ist:

$$\text{X.}\qquad i = \pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg\,(h + 10)}}.$$

Diese höchst merkwürdige Formel, die, wie ich glaube, ebensowenig bisher veröffentlicht ist, wie die meisten der vor- und nachstehenden Entwickelungen, zeigt, dafs die Dauer der Schwingungen, denen der Druck in einer mit einem Windkessel versehenen Leitung, deren Ausflufsöffnung man langsam schliefst, unterliegt, durch Gesetze bestimmt wird, die durchaus dieselben sind wie die, denen das Pendel folgt. Der Zeitraum i ist nämlich unabhängig von der Anfangsgeschwindigkeit des Wassers in der Leitung u_1 und von der Dauer des Schlusses T. Er ist proportional der Quadratwurzel vom Volumen des Windkessels oder vielmehr desjenigen, dessen Begriff wir späterhin mit dem Namen elastischer Kessel bezeichnen werden. Man mufste übrigens dieses Resultat erwarten, da der Windkessel eine Feder ist und die Schwingungen einer Feder isochron sind.

Es würde von Interesse sein, das Gesetz, nach dem sich der Druck in einem Windkessel mit der Zeit verändert, für den Fall kennen zu lernen, dafs der Schlufs in einem Augenblicke stattfindet.

Wir haben zunächst, wenn wir den Druckverlust vernachlässigen:

$$\tfrac{1}{2}\,m u_1^{\,2} - \tfrac{1}{2}\,m u^2 = S'(x_e - x)\,\frac{p - p_e}{2}$$
$$= S'(x_e - x)\,1000\,\frac{H}{2}$$

nun ist aber $\dfrac{H}{H_2} = \dfrac{H}{H_{max}} = \dfrac{x_e - x}{x_e - x_2}$

also $u = \dfrac{S'}{S}\dfrac{dx}{dt} = u_1\sqrt{1 - \left(\dfrac{x_e - x}{x_e - x_2}\right)^2}$

demnach $dt = \dfrac{S'}{Su_1}\,\dfrac{dx}{\sqrt{1 - \left(\dfrac{x_e - x}{x_e - x_2}\right)^2}}$

und

$$t = \frac{S'(x_e - x_2)}{Su_1}\ \text{arc sin}\ \frac{x_e - x}{x_e - x_2} = \frac{V_e - V_2}{Q}\ \text{arc sin}\ \frac{H}{H_{max}}$$

oder $t = \sqrt{\dfrac{V_e L}{Sg\,(h + 10)}}\ \text{arc sin}\ \dfrac{H}{H_{max}}$.

Die möglichen Werthe von H liegen zwischen $+H_{max}$ und $-H_{max}$. Der Zeitraum, welcher den Augenblick eines Maximums von dem eines Minimums trennt, ebenso wie der Zwischenraum zweier Durchgänge durch den statischen Druck, wo $H = 0$ ist, beibt derselbe wie oben

$$i = \pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg\,(h + 10)}}$$

Das mufste so sein, weil der Zeitraum i, den die Formel X giebt, unabhängig ist von der Dauer des Schlusses und in Folge dessen unverändert bleibt, wenn diese Dauer gleich Null wird.

Kehren wir jetzt zur Figur 8 zurück und der Annahme eines langsamen Schlusses, ziehen wir in der Höhe

$$\frac{H_{max}}{2} = M = \frac{Lu_1}{gT}$$

eine Parallele zur Axe der t und beziehen darauf die von uns gezeichnete Tangentoidencurve.

Wenn der Buchstabe H die auf diese neue Axe bezogenen Ordinaten bezeichnet, können wir in der Formel 7)a den Werth

$$2\ \text{arc tang}\ \frac{1}{\sqrt{\dfrac{H_{max}}{H} - 1}}$$

durch $\arcsin\frac{H}{M}+\frac{\pi}{2}$

ersetzen und schreiben

$$\text{XI.}\quad t=\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}\left(\arcsin\frac{H}{H_{max}}+\frac{\pi}{2}\right)$$

da ja $M = H_{max}$

In den beiden bis jetzt untersuchten Fällen eines langsamen Schlusses und des Schlusses in einem Augenblicke erhält man also schliefslich eine Sinusoide als diejenige Curve, welche die Veränderung des Drucks als Function der Zeit darstellt. In dem, wo der Schlufs in einem Augenblicke stattfindet, beschreibt die Sinusoide ihre Wellen über und unter derjenigen Axe, die dem Ueberdrucke Null entspricht, und im Falle eines langsamen Schlusses bilden sich diese Wellen über und unter einer Parallelen zur Axe der t, deren Höhe über der letzteren M gleich dem Ueberdrucke ist, der sich bilden würde, wenn kein Windkessel vorhanden wäre und das Wasser und die Wände der Leitung nicht elastisch wären.

Wir haben erkannt, dafs für langsamen Schlufs das Maximum des Ueberdrucks, welches in Folge der Elasticität des Windkessels erreicht wird, doppelt so grofs ist, als es beim Fehlen jeder Elasticität sein würde. Untersuchen wir deswegen, wie und in welchem Maafse es für uns möglich sein wird, die Einwirkungen der doppelten Elasticität des Wassers und der Wände der Leitung mit denen eines Windkessels von bestimmter Gröfse zu vergleichen, und versuchen wir, dessen Volumen zu berechnen. Wir wollen den so bestimmten ideellen Windkessel elastischen Kessel nennen, und sein Volumen zusammen mit dem Volumen des wirklichen Windkels soll das Volumen des elastischen Gesammtkessels bilden.

In derselben Zeit, in der das Wasser durch die Verengung der Mündung in seiner Bewegung aufgehalten in den Windkessel eintritt und daselbst den Druck vermehrt, füllt es auch den Raum, der ihm durch die Ausdehnung der Wände der Leitung und seine eigene Zusammendrückbarkeit geliefert wird. Die so längs der ganzen Leitung geschaffenen Räume sind genau proportional der Zunahme des Drucks; dasselbe ist wie wir gesehen haben für die Räume, die das Wasser im Innern des Windkessels einnimmt, nur innerhalb gewisser Grenzen in ähnlicher Weise richtig; diese Grenzen werden jedoch durch die Praxis im Allgemeinen nicht überschritten.

Es wird also genügen, wenn wir, um auf den Inhalt des elastischen Kessels zu kommen, die Räume mit einander vergleichen, welche das Wasser in Folge des Ueberdrucks einnimmt einerseits im Windkessel, andererseits in der ganzen Länge der Leitung; und dies wollen wir jetzt thun, indem wir voraussetzen, dafs am untern Ende der Leitung ein Ueberdruck von 10 Metern entsteht.

A. Elasticität der Wände. — Die Verlängerung des Durchmessers wird betragen:

$$\Delta=\frac{RD}{E},$$

darin bedeutet

E den Elasticitätsmodul der Wände der Leitung,

R die Spannung auf die Flächeneinheit bezogen, die ein Druck von zehn Metern in den Wänden hervorbringt,

D den Durchmesser der Leitung.

Die Zunahme an Volumen findet nicht in allen Fällen auf die ganze Länge der Leitung in gleichem Verhältnisse statt, weil der Ueberdruck je nach den verschiedenen Umständen, die den Schlufs begleiten, sich auch verschieden vertheilt.

Wenn man ein in Bewegung befindliches starres Prisma aufhält, indem man ihm eine gegen sein vorderes Ende wirkende Kraft entgegenstellt, und untersucht, wie die Wirkung derselben von einem Ende des Prismas zum anderen sich überträgt, sieht man sofort, dafs die übertragenen Wirkungen abnehmen wie die Massen, die vor ihnen übrig bleiben, deren Bewegung sie sich widersetzen, das heifst proportional den Längen. In der Mitte der Länge des Prismas ist nur noch die Hälfte der Wirkung vorhanden und auf drei Viertel der Länge bleibt nur noch ein Viertel der Kraft übrig.

Handelt es sich um eine elastische Flüssigkeitssäule, die in einem gleichfalls elastischen Rohre enthalten ist, so kann man annehmen, dafs die widerstehende Kraft oder der Ueberdruck sich auf die gleiche Weise vertheilt, aber immer unter der Bedingung, dafs der Schlufs langsam stattfindet, oder im Falle des Schlusses in einem Augenblicke der eigentliche Windkessel verhältnifsmäfsig grofs ist. Um dies zu beweisen, nehmen wir zunächst an, dafs es in Wirklichkeit so sei. Die Bewegung der ganzen Säule wird unter dieser Annahme verlangsamt:

1. In Folge der Arbeit, die ihr an ihrem unteren Ende entgegenwirkt, und die man erhält, wenn man das Volumen des Wassers berechnet, welches während der betrachteten Zeit durch die Mündung ausgeflossen oder in den Windkessel eingetreten ist, und dieses mit den entsprechenden Ueberdrücken multiplicirt.

2. In Folge der Arbeit, welche längs der ganzen Leitung durch dasjenige Wasser geleistet ist, welches, sei es in Folge der Ausdehnung der Wandungen, sei es in Folge der Zusammendrückbarkeit der Flüssigkeit selbst, Platz gefunden hat. Das Volumen des Wassers, welches so auf jeden laufenden Meter der Leitung noch weiter untergebracht ist, ist proportional der Entfernung vom oberen Ende und sein Gesammtwerth kann durch ein rechtwinkliges Dreieck dargestellt werden, dessen eine Seite die Länge der Leitung bildet, während die andere gleich ist dem Volumen, welches im letzten laufenden Meter am unteren Ende Platz gefunden hat. Die unter 2 beschriebene Arbeit wird dann durch eine Pyramide dargestellt, für welche das Dreieck der Volumina die Basis und der Ueberdruck am untern Ende die Höhe darstellt.

Betrachten wir jetzt die obere Hälfte der Flüssigkeitssäule, ihre Bewegung wird aufgehoben werden:

1. In Folge der Arbeit, die auf den Querschnitt an ihrem unteren Ende ausgeübt wird, die wir berechnen, indem wir das Volumen bestimmen, welches durch diesen Querschnitt geflossen ist — und dies ist nichts anderes als das Volumen, welches durch den Querschnitt am unteren Ende der ganzen Säule geflossen ist, zusammengezählt mit dem, welches in der unteren Hälfte der Leitung in Folge der Elasticität der Wände und der Zusammendrückbarkeit des Wassers Platz gefunden hat — und indem wir es multipliciren mit den entsprechenden Ueberdrucken.

2. In Folge der Arbeit, welche in der oberen Hälfte der Leitung durch dasjenige Wasser geleistet ist, welches daselbst in Folge der doppelten Elasticität des Wassers und der Wände noch weiteren Platz gefunden hat.

Im Augenblicke, wo das Wasser in der ganzen Länge der Leitung zum Stillstand gebracht sein wird, oder durchweg dieselbe Geschwindigkeit haben wird, wird man bei einem Vergleich der Summen der eben beschriebenen beiden Reihen von Arbeiten finden müssen, dafs die erste genau das doppelte der zweiten sein mufs. Dieses Verhältnifs findet in Wirklichkeit nicht statt; aber angenähert um so mehr, als das Volumen des Wassers, welches durch die Mündung geflossen oder in den Windkessel eingetreten, verhältnifsmäfsig grofs ist gegenüber dem, welches in Folge des Vorhandenseins der beiden Elasticitäten Platz gefunden hat. Die Annahme der Vertheilung des Ueberdrucks proportional der Länge ist deswegen in diesem Falle als eine in hohem Grade der Wirklichkeit sich annähernd zulässige. Aber ihre Genauigkeit nimmt ab in demselben Maafse, in dem das Volumen des Wassers, welches unten ausgetreten ist, abnimmt gegenüber dem anderen, und der Ueberdruck nimmt dann weit schneller zu als die Entfernungen vom oberen Ende der Leitung.

Man wird bemerken, dafs die Zeit, welche nöthig ist, um unter der Wirkung des Ueberdrucks ein gewisses Volumen Wasser in dem Raum, der durch die Ausdehnung der Wände in der ganzen Länge der Leitung geschaffen ist, unterzubringen, genau dieselbe sein mufs, wie die, welche nöthig ist, um dasselbe Volumen in einen am unteren Ende angebrachten Windkessel eintreten zu lassen. Man kann also, auch was die Zeit anbelangt, die beiden Volumina mit einander vergleichen und das überschüssige Wasser, welches in der ganzen Länge der Leitung Platz gefunden, so betrachten, als ob es in einen am unteren Ende der Leitung gelegenen Hilfswindkessel eingetreten sei.

Die Zunahme an Volumen in Folge der Elasticität der Wände auf die ganze Länge der Leitung ist demnach, wenn man die Vertheilung des Ueberdrucks als proportional der Länge annehmen darf:

$$A_1 = \pi D \frac{\Delta}{2} \cdot \frac{L}{2} = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{LR}{E}.$$

B. Zusammendrückbarkeit des Wassers. — Zur Berechnung der Wirkung der Zusammendrückbarkeit des Wassers sagen wir, dafs die Verringerung des Volumens in Folge eines Drucks von 10 Metern $\frac{51}{1000000}$ beträgt und deswegen die Zunahme an Volumen A_2 für die ganze Länge der Leitung unter denselben Vorbehalten wie oben sein wird:

$$A_2 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{51}{1000000} \cdot \frac{L}{2}.$$

C. Windkessel. — Das Volumen, welches das Wasser im Windkessel einnimmt, beträgt für einen Ueberdruck von 10 Metern:

$$V_e - V_2 = V_e \frac{10}{h + 10}.$$

Das Volumen W des elastischen Gesammtkessels wird demnach durch die folgende Rechnung gegeben:

$$W_e - W_2 = V_e - V_2 + A_1 + A_2$$

$$W_e \frac{10}{h + 10} = V_e \frac{10}{h + 10} + A_1 + A_2,$$

woraus folgt

XII. $$W_e = V_e + (A_1 + A_2)\left(\frac{h}{10} + 1\right).$$

Es ist jetzt möglich, die Figur 8 genau zu construiren, weil man nach der Formel XII den wahren Werth berechnen kann, der für V_e in der Formel XI eingesetzt werden mufs. Wenn man auf der Abscissenaxe den Werth T der Dauer des Schlusses aufträgt und als negative Ordinate im Anfangspunkte die Ausflufsmasse beim Beginn des Schlusses Q, so wird das Dreieck CAB die Wassermengen darstellen, welche während der Dauer des Schlusses durch die Mündung ausgeflossen sind.

Ist dies geschehn, so kann man zunächst feststellen, ob das Maximum des Drucks Zeit gehabt hat, vor dem Ende des Schlusses einzutreten oder nicht. Dann wird man bestimmen, mit welchem Punkte der Curve die Vollendung des Schlusses zusammenfällt; es können vier verschiedene Fälle eintreten:

1. Findet die Vollendung bei einem Punkte statt, der ein Minimum angiebt, wie der Punkt A, so sind die Geschwindigkeiten in der Leitung und dem Kessel gleich Null, der Druck daselbst ist der normale, so dafs von diesem Augenblicke an alles vollkommen unbeweglich bleibt.

2. Ist es im Gegentheil ein Scheitelpunkt der Curve wie C, der der Vollendung des Schlusses entspricht, so werden nach dieser Vollendung eine Reihe von Schwingungen eintreten, welche abwechselnd den Druck unter und über seine normale Höhe bringen, bis die Reibungen die Arbeit, die im Augenblick der Vollendung des Schlusses im elastischen Gesammtkessel enthalten war, vernichtet haben. Die Curve, welche durch die Schwingungen des Drucks, die der Vollendung des Schlusses folgen, beschrieben wird, ist eine Sinusoide, die ihre Wellen um die Axe der t beschreibt und die Höhe des Punktes C als Maximum erreicht.

3. Ist es ein aufsteigender Zweig der Curve, auf den der Augenblick der Vollendung des Schlusses trifft, so bleibt in diesem Augenblicke in der Leitung eine Geschwindigkeit, die ganz genau derjenigen entspricht, welche in der elastischen Kammer vorhanden ist; um sie aufzuheben, ist weiter nichts vorhanden, als die Zusammendrückung der Luft im Kessel sowie die Ausdehnung der Wände, und deswegen mufs die Curve sich derartig verändern, dafs sie eine Sinusoide auf die Axe der t bezogen wird, welche sich an die bisherige Sinusoide derartig anschliefst, dafs beide im Augenblicke der Vollendung des Schlusses gleiche Ordinate und gleiche Tangente haben. Die Gleichheit der Ordinaten geht aus der Gleichheit der beiden Drucke hervor und das Zusammenfallen der Tangenten kommt von der Gleichheit der Geschwindigkeiten in der elastischen Kammer.

4. Ist es endlich ein niedergehender Zweig, der getroffen wird, so haben wir denselben Uebergang von einer Art Sinusoide auf die andere. Die Schwingungen des Drucks, welche auf die Vollendung des Schlusses folgen, sind unter sonst gleichen Umständen von derselben Form wie bei der Annahme unter Nr. 3, vorausgesetzt, dafs der Ueberdruck im Augenblick der Vollendung des Schlusses in beiden Fällen derselbe ist.

Die Figur 8 giebt auf der einen Seite der Axe der t das Dreieck CAB, welches die durch die Mündung ausgeflossenen Volumina darstellt, und auf der anderen die

entsprechenden Ueberdrucke. Nun stellt aber das Product dieser beiden Gröfsen die überschüssige Arbeit dar, welche das ausfliefsende Wasser mit sich nimmt. Multiplicirt man das Dreieck CAB mit dem constanten Ueberdruck M, der beim Fehlen jeglicher Elasticität eintritt, so erhält man dasselbe Product, wie wenn man die verschiedenen Differenzialstreifen der Fläche dieses Dreiecks mit den verschiedenen Drucken, die in dem oben unter Nr. 1 beschriebenen Falle entstehn, multiplicirt. Da aber diese Gleichheit in den drei anderen Fällen nicht besteht, so erklärt sich, weswegen dann nach Vollendung des Schlusses die Reihe von Schwingungen entsteht, welche sowohl die im Wasser verbliebene Arbeit als auch die aufserdem in der elastischen Kammer vorhandene zerstören mufs.

Man kann jetzt die wesentlichen Resultate, die wir eben in diesem Paragraphen erhalten haben, zusammenfassen wie folgt:

Der langsame und regelmäfsige Schlufs der Mündung am Ende einer Leitung, welche in Bewegung befindliches Wasser enthält, erzeugt einen Ueberdruck, dessen gröfster Werth immer derselbe ist, gleichviel ob es einen Windkessel giebt oder nicht, unter der einen Bedingung jedoch, dafs der elastische Gesammtkessel so grofs sei, dafs

$$T > i$$

ist, das heifst

$$T > \pi \sqrt{\frac{WeL}{Sg(h+10)}}.$$

Langsame Oeffnung. — Alles, was wir über den Schlufs der Mündungen gesagt haben, und alle Formeln, die wir aufgestellt haben, finden sich genau in derselben Weise wieder für regelmäfsige Oeffnungen. Nur wird, was in den ersten Formeln Ueberdruck bedeutete, im zweiten Druckverminderung.

Beispiele. — 1. Die Leitung der Turbine, welche in den Salinen von Bex die Apparate des Systems Piccard zur Verdunstung der Soole treibt, hat 140 m Länge und $0,_{80}$ m Durchmesser; das Gefälle h ist daselbst $18,_5$ m. Wenn die 15 Mündungen des Verheilungskranzes geöffnet sind, beträgt die ausfliefsende Wassermenge 550 Liter und die Geschwindigkeit u_1 in der Leitung erreicht $1,_1$ m. Um die fünfzehn Mündungen, zu schliefsen, sollte man nicht weniger als 180 Secunden verwenden. Ein Windkessel ist nicht vorhanden und es ist klar, dafs während dieses langen Zeitraums das Maximum des Ueberdrucks mehrere Male erreicht werden wird. Sein Werth ist

$$H_{max} = \frac{2u_1 L}{gT} = \frac{2 \cdot 1,_{10} \cdot 140}{g \cdot 180} = 1,_{74} \text{ m.}$$

2. Leitung der Bahn Lausanne-Ouchy.

Berechnen wir zunächst den Inhalt der elastischen Kammer. Die Stärke der Gufswände beträgt 18 mm, die Spannung auf den Quadratmillimeter, welche 10 m Druck entspricht, ist $0,_{14}$ kg oder 140000 kg auf den Quadratmeter. Die Verlängerung des Durchmessers ist:

$$\Delta = \frac{140000 \cdot 0,_5}{10^{10}} = 0,_{000007} \text{ m oder } 0,_{007} \text{ mm.}$$

Die Zunahme des Volumens A_1 ist

$$A_1 = \pi \cdot 0,_5 \cdot \frac{0,_{000007}}{2} \cdot \frac{2550}{2} = 0,_{007} \text{ cbm.}$$

Die Zunahme A_2 ist

$$A_2 = \frac{\pi \cdot 0,_5 \cdot 0,_5}{4} \cdot \frac{51}{1000000} \cdot \frac{2550}{2} = 0,_{0127} \text{ cbm.}$$

Das Volumen, welches man zu V_e hinzufügen mufs, um W_e zu finden, ist also

$$(0,_{007} + 0,_{0127})\left(\frac{140}{10} + 1\right) = 0,_3 \text{ cbm.}$$

Durch Hinzufügung des Federsicherheitsventils, von dem weiter oben gesprochen worden ist, war das ursprüngliche Volumen V_e schon auf $0,_{300}$ gebracht worden.

Der elastische Gesammtkessel betrug also $0,_6$ cbm und die Dauer des Zwischenraums zwischen einem Maximum und einem Minimum von Druck hatte den Werth

$$i = \pi \sqrt{\frac{2550 \cdot 0,_{600}}{g \cdot 0,_{20} \cdot 150}} = 7,_1{}''.$$

Da wir wissen, dafs jede Mündung des Vertheilungskranzes 35 Liter in der Secunde giebt, können wir mit Hilfe der Formel IX verschiedene Maxima von Ueberdruck berechnen.

Wir finden:

$7,_{40}$ m wenn d. Dauer d. Schlusses 12″ pr. Mündung beträgt,
$14,_{90}$ m „ „ „ „ „ 6″ „ „ „
$22,_{30}$ m „ „ „ „ „ 4″ „ „ „

Um die Züge der Bahn Lausanne-Ouchy in Bewegung zu setzen, hatte man eine Turbine mit zwei Kränzen von Schaufeln, die in entgegengesetztem Sinne gerichtet sind, aufgestellt. Die beiden Vertheilungskränze haben Schieber, die durch hydraulische Pressen bewegt werden und diese sind im Stande, jene mit einer Schnelligkeit zu öffnen oder zu schliefsen, die im Anfang einzig und allein von der Art abhing, mit der man die Hähne, die ihnen das Druckwasser zuführen, bewegte. Trotz zahlreicher Ermahnungen an den Maschinisten, er solle suchen die Schieber langsam zu bewegen, kamen mehrere Unaufmerksamkeiten vor und waren gefolgt von Rohrbrüchen, die mehr oder weniger Zerstörungen verursachten.

Die hydraulische Bremse, die an der Maschine angebracht ist, konnte nur entweder ihre Maximalwirkung ausüben, die im Stande ist, der Wirkung des aus allen sieben Mündungen des Vertheilungskranzes zusammen ausströmenden Wassers das Gleichgewicht zu halten, oder gar keine Wirkung, und deswegen war es nicht möglich, sich derselben zu bedienen, um die Züge zum Stillstand zu bringen, weil sie denselben viel zu plötzlich herbeiführte. Man hatte ihre Wirkung dadurch ersetzen müssen, dafs man Druckwasser auf die in entgegengesetztem Sinne drehende Turbine aufschlagen liefs. Daraus folgte, dafs für jeden Lauf des Zuges von einer Haltestelle zur anderen jeder der beiden Vertheilungskränze geöffnet und dann geschlossen werden mufste und so zwei Reihen negativer und positiver Schwingungen des Drucks hervorgebracht wurden. Die Wirkung dieser Veränderungen des Drucks war sehr verschieden und hing einzig und allein von der Geschicklichkeit des Maschinisten ab, dem es häufig gelang, den Einflufs einer Reihe von Schwingungen aufzuheben oder doch wenigstens zu mäfsigen, indem er gleichzeitig eine Oeffnung und einen Schlufs ausführte. Die positiven oder negativen Stöfse, die daraus folgten, waren im Allgemeinen zu schwach, einen Bruch der Gufsrohre herbeizuführen, hatten aber doch zur Folge, dafs die Bleidichtungen herausgedrückt wurden, weil dieselben, abwechselnd zusammengedrückt und ausgedehnt, schliefslich

locker wurden und abgingen. Viele Tausend Franken waren im Laufe von zehn Monaten auf die Erneuerung der Dichtungen und Anbringung von eisernen Ringen, die sie hindern sollten von Neuem herauszugehn, verwandt worden.

Als nach Verlauf dieser Zeit der Verfasser dieser kleinen Arbeit um Rath gefragt wurde, liefs derselbe in die Rohre, die den Pressen der Vertheilungskränze das Druckwasser zuführen, Scheiben einschalten, in welche Oeffnungen von so kleinem Durchmesser gebohrt waren, dafs es für den Maschinisten unmöglich wurde, die Oeffnung oder den Schlufs einer Mündung in einer kürzeren Zeit als in 6 Secunden zu bewirken. Gleichzeitig änderte er die Handhabung und die Einrichtung der Hähne der hydraulischen Bremse derart ab, dafs der Maschinist durch dieselbe nach Belieben und innerhalb jeder Zeit jede zwischen Null und dem Maximum liegende Wirkung ausüben konnte. Diese Abänderung an der Bremse gestattete die Benutzung des Druckwassers auf der jeweils im entgegengesetzten Sinne drehenden Turbine aufzugeben und so die Zahl der Stöfse beträchtlich zu vermindern. Die andere Verbesserung hatte den Werth des Ueber- oder Unterdrucks, der entstehen konnte, auf 15 Meter bechränkt. In sechs Wochen waren ohne Vergröfserung des Inhaltes des Windkessels die zahlreichen Schäden der Leitung geheilt.

Vergleicht man bei der Leitung der Bahn Lausanne-Ouchy die Ergebnisse der Rechnung mit denen der Erfahrung, so findet man, dafs das Gesetz der gleichen Dauer der Schwingungen sich am besten bewahrheitet. Diese ist immer dieselbe und stimmt mit dem berechneten Werthe bis auf weniger denn eine halbe Secunde überein.

Was die Höhe der Schwingungen des Drucks anbelangt, so ist dieselbe in der That constant für ein- und dieselbe Geschwindigkeit des Schlusses, gleichviel ob Luft im Kessel ist oder nicht. Doch bringt das Vorhandensein der Leitschaufeln im Vertheilungskranze eine gewisse Störung im Gange der Erscheinung hervor und verhindert die vollkommene Uebereinstimmung zwischen den beobachteten Resultaten und denen, welche die Formel IX vorhersehen läfst. Wir werden etwas später sehen, wie man aus diesem Umstand, der zuerst scheinbar störend auftrat, Vortheil zu ziehen im Stande gewesen ist.

3. Langsamer Schlufs in Leitungen mit veränderlichem Durchmesser und Abzweigungen.

Der Werth des Maximums an Ueberdruck oder Unterdruck, der durch die Formel IX gegeben ist, ist proportional dem Quotienten $\frac{u_1}{T}$, das heifst der Schnelligkeit der Oeffnung oder des Schlusses, so dafs, wenn u_1 und T zusammen und proportional abnehmen oder zunehmen, das Maximum dasselbe bleibt, abgesehen dabei von der Frage, ob der elastische Gesammtkessel dem Maximum überhaupt Zeit gelassen hat, sich zu bilden. Dieses ändert sich also nicht, wenn man die Mündung ganz schliefst oder öffnet, oder wenn man sie nur zum Theil schliefst oder öffnet, unter der einen Bedingung, dafs die Geschwindigkeit der Oeffnung oder des Schlusses in beiden Fällen dieselbe ist und abgesehen von der Beantwortung der Frage, ob das Maximum überhaupt die Zeit hat, sich zu bilden.

Auf den Fall des theilweisen Schlusses oder der theilweisen Oeffnung angewandt, gestaltet sich die Formel IX so:

$$\text{IX a.} \quad H_{max} = \frac{2L(u_1 - u_2)}{gT},$$

wenn u_2 die Geschwindigkeit am Ende und T die Dauer des Uebergangs von einer Geschwindigkeit zur anderen bedeutet. Nachdem wir dies vorausgeschickt, wollen wir die beiden folgenden Fälle untersuchen, vorausgesetzt für einen wie für den anderen, dafs das Maximum Zeit hat, sich zu bilden.

1. Fall. Leitung mit veränderlichem Durchmesser mit Mündungen, die sammt dem Windkessel alle am Ende der Leitung sich befinden. — Man ersieht leicht aus der Formel IX dafs H_{max} unverändert bleibt, wenn man ohne Aenderung von T eine derartige Einrichtung trifft, dafs das Product $L(u_1 - u_2)$ dasselbe bleibt. Also wird man in dem oben angegebenen Falle das Maximum des Ueberdrucks in der Weise berechnen müssen, dafs man für $L(u_1 - u_2)$ die Summe der gleichartigen Producte setzt und schreibt

$$H_{max} = \frac{2\sum L(u_1 - u_2)}{gT}.$$

Ebenso wird man den Zeitraum i berechnen, indem man in der Formel X an Stelle des Quotienten $\frac{L}{S}$ die Summe der gleichartigen Quotienten $\sum \frac{L}{S}$ setzt.

Beispiel. — Bei der Leitung der Bahn Lausanne-Ouchy kann man an Stelle eines 710 m langen Stücks der Leitung von 500 mm Durchmesser eine 1570 m lange Zweigleitung von 350 mm Durchmesser treten lassen. Bei gleicher Dauer des Schlusses müssen die beiden Veränderungen des Drucks zu einander in dem Verhältnifs stehen

$$\frac{2550}{1840 + 1570 \frac{0{,}50^2}{0{,}35^2}} = \frac{1}{1{,}97}.$$

Die Erfahrung bestätigt dieses Rechnungsergebnifs unter der Bedingung, dafs man in jedem Falle den Einflufs des Druckverlustes durch die Reibung berücksichtigt. Das kann man annäherungsweise in der Art thun, dafs man $^2/_3$ vom Maximum des Druckverlustes vom Werth des Ueberdrucks abzieht oder zu dem des Unterdrucks hinzuzählt. Diese Bemerkung ist in dem besonderen Falle hier von Wichtigkeit, weil der Druckverlust in dem einen Falle das Vierfache von dem im anderen ist.

2. Fall. Leitung mit veränderlichem Durchmesser und Abzweigungen, welche zwischen ihren beiden Enpunkten keinen Windkessel hat oder doch nur so kleine, dafs die Wassermengen, die hinein- oder herausfliefsen, vernachlässigt werden können gegenüber der Gesammtdurchflufsmenge.

Nimmt man an, dafs man die Wirkung der Zunahme des Drucks auf die in die verschiedenen Zweigröhren zwischen dem Hochbehälter und der Mündung, die man schliefst, eintretenden Wassermengen vernachlässigen darf, so kann man wiederum die Formel anwenden

$$H_{max} = \frac{2\sum L(u_1 - u_2)}{gT}.$$

Man braucht nur die Rohrstrecken von der Mündung, die man schliefst oder öffnet, an gerechnet bis zum Hochbehälter in Betracht zu ziehen, ohne sich um die Abzweigungen, die man unterwegs rechts und links antrifft, zu kümmern,

und jedesmal an Stelle des Ausdruckes $(u_1 - u_2)$ die Verminderung der Geschwindigkeit zu setzen, die in der betrachteten Rohrstrecke aus der Gröfse der wegfallenden oder hinzukommenden Durchflufsmenge sich ergiebt.

4. Langsamer Schlufs mit Veränderung in der Geschwindigkeit desselben.

Die Untersuchung der besonderen Art von Stöfsen in Leitungen, an deren Ende sich Wassersäulenmaschinen oder Druckpumpen befinden, erfordert die vorherige Lösung der folgenden Aufgabe.

Gegeben ist eine Leitung, in der das in Bewegung befindliche Wasser sich in zwei Theile trennt, deren einer in den Windkessel eintritt, in dem der Druck vom statischen verschieden ist, und deren anderer durch eine Mündung ausfliefst; zu untersuchen ist, wie sich der Druck verändert, wenn man daran geht, die Ausflufsöffnung ganz oder theilweise zu schliefsen.

Aufser den bisher schon angewandten Bezeichnungen sollen bedeuten:

$v = -\frac{dx}{dt}$ die Geschwindigkeit, mit der das Wasser in den Windkessel eintritt,

$u_1 - w_1 = u_1 - \frac{S'}{S} v_1$ die Geschwindigkeit, welche der Ausflufsmenge bei Beginn des Schlusses entspricht und in dem Rohrstück unmittelbar vor der Mündung, dessen Querschnitt gleich S angenommen wird, vorhanden ist,

T die Zeit, während der man die Oeffnung ganz schliefst oder die man zu einem regelmäfsigen und vollständigen Schlusse brauchen würde, im Falle der Schlufs nur zum Theil ausgeführt wird.

Im Augenblicke t (immer innerhalb T) ist demnach die der Ausflufsmenge entsprechende Geschwindigkeit bei Vernachlässigung der Zunahme dieser Menge in Folge der Zunahme des Drucks:

$$(u_1 - w_1)\left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

Verfolgen wir denselben Weg wie bei der letzten Entwickelung, so erhalten wir hinter einander:

$$m\,du = Sp_e\,dt - Sp_e \frac{x_c}{x}\,dt$$

und wenn $\frac{Sp_e}{m} = a$ und $Sp_e \frac{x_e}{m} = b$

$$1)\qquad \frac{du}{dt} = a - \frac{b}{x}.$$

$$2)\qquad u = -\frac{S'}{S}\frac{dx}{dt} + (u_1 - w_1)\left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

Wenn ferner

$$1 - \frac{t}{T} = y \text{ und } -dt = T\,dy,$$

$$3)\qquad \frac{du}{dy} = T\left(\frac{b}{x} - a\right),$$

$$4)\qquad u = \frac{S'}{S}\frac{1}{T}\frac{dx}{dy} + (u_1 - w_1)\,y,$$

$$5)\qquad \int_{u_1}^{u} u\,du = \frac{S'}{S}\int_{x_1}^{x}\left(\frac{b}{x} - a\right)dx + (u_1 - w_1)\int_{u_1}^{u} y\,du$$

$$\frac{u^2}{2} - \frac{u_1^{\,2}}{2} = \frac{S'}{S} b\,ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S} a(x - x_1)$$

$$+ (u_1 - w_1)\,u\,y - (u_1 - w_1)\,u_1\,y_1 - \frac{S'(u_1 - w_1)}{ST}(x - x_1)$$

$$-\frac{(u_1 - w_1)^2}{2}(y^2 - y_1^{\,2}),$$

nun ist aber $y_1 = 1$,

also $\frac{1}{2}[u - (u_1 - w_1)y]^2 - \frac{1}{2} w_1^{\,2}$

$$= \frac{S'}{S} b\,ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S} a(x - x_1) - \frac{S'(u_1 - w_1)}{ST}(x - x_1),$$

oder $\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 - w_1^{\,2}$

$$= 2\frac{S'}{S}\left[b\,ln\frac{x}{x_1} - a(x - x_1) - \frac{u_1 - w_1}{T}(x - x_1)\right].$$

Setzt man eine gerade Linie an Stelle des Hyperbelstücks, welches die Veränderungen des Drucks als Function des Volumens angiebt, so entsteht:

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2$$

$$= \frac{1000}{m}\left[\frac{2m(u_1 - w_1)}{1000\,ST} - (H + H_1)\right](V_1 - V) + w_1^{\,2}.$$

Setzen wir

$$\text{XIII.}\qquad 2M = \frac{2m(u_1 - w_1)}{1000\,ST} = \frac{2L(u_1 - w_1)}{gT},$$

so erhalten wir $\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2$

$$= \frac{1000}{m}[(M - H) + (M - H_1)](V_1 - V) + w_1^{\,2}.$$

Setzen wir noch $H - M = \mathrm{H}$ *) und lassen als ausreichend genau die folgende Annäherungsgleichung gelten

$$V_1 - V = (H - H_1)\frac{V_e}{h + 10},$$

so können wir schliefslich schreiben

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}[\mathrm{H}_1^{\,2} - \mathrm{H}^2] + w_1^{\,2},$$

$\frac{dx}{dt}$ wird Null, wenn H ein Maximum oder Minimum ist, also:

$$0 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}_1^{\,2} - \mathrm{H}^2_{max}) + w_1^{\,2},$$

$$w_1^{\,2} = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_1^{\,2})$$

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}^2),$$

$$\left(\frac{S'}{S}\right)\frac{dx}{dt} = \sqrt{\frac{V_e g}{SL(h + 10)}}\sqrt{\mathrm{H}^2_{mux} - \mathrm{H}^2},$$

und es ergiebt sich schliefslich

$$\text{XIV.}\qquad \frac{S'}{S} v = B\sqrt{\mathrm{H}_{max} - \mathrm{H}^2},$$

wenn $B = \sqrt{\frac{V_e g}{SL(h + 10)}}$.

Man weifs, dafs $S'dx = \frac{V_e}{h + 10}\,d\mathrm{H}$,

also

$$\int_0^t dt = \sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h + 10)}}\int_{\mathrm{H}_1}^{\mathrm{H}}\frac{d\mathrm{H}}{\sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}^2}}.$$

$$\text{XV.}\quad t = \sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h + 10)}}\left(\arcsin\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{H}_{max}} - \arcsin\frac{\mathrm{H}_1}{\mathrm{H}_{max}}\right),$$

oder

$$At = \left(\arcsin\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{H}_{max}} - \arcsin\frac{\mathrm{H}_1}{\mathrm{H}_{max}}\right),$$

wenn $A = \sqrt{\frac{Sg(h + 10)}{V_e L}}$.

Aus der Formel XV ergiebt sich, dafs die Curve, welche die Veränderungen des Drucks darstellt, in einer

*) Auf die verschiedene Bedeutung von H und H sei hier besonders aufmerksam gemacht. D. R.

mit einem Windkessel versehenen Leitung, deren Ausflufsmündung man schliefst oder öffnet, stets eine Sinusoide ist. Nur ist je nach dem besonderen Falle die Lage dieser Sinusoide eine verschiedene und sie ist mehr oder weniger convex.

Während die Abnahme oder Zunahme der Ausflufsmenge regelmäfsig vor sich geht, bilden sich die Wellenlinien der Sinusoide um eine Parallele zur Axe der t, deren Entfernung von dieser Axe den durch die Formel XIII gegebenen Werth M hat, welcher genau dem Ueberdruck oder Unterdruck gleich ist, der nothwendig sein würde, um die Ausflufsmenge des Wassers genau im selben Maafse zu mindern oder zu mehren, falls keine Elastizität vorhanden wäre. Die Geschwindigkeit und der Druck in der Leitung beim Beginn der Veränderung im Schliefsen oder Oeffnen sind die Umstände, welche das Maximalmaafs bestimmen, um das sich die Sinusoide von der Geraden, um welche sie ihre Wellenbewegungen beschreibt, entfernt. Hört die Veränderung der Ausflufsmenge auf, oder ist letztere gleich Null, so bilden sich die Wellen, bis sie durch die Reibung aufgehoben werden, um die Axe der t selbst, und die Umstände, von denen die Pfeilhöhe der Schwingungen abhängt, sind der Druck und die Geschwindigkeit, die in der Leitung im Augenblicke, in dem die Veränderung der Ausflufsmenge aufgehört hat, bestanden.

Alle diese Sinusoiden schneiden auf der Geraden, um welche sie ihre Wellenlinien ziehen, Strecken von ein und derselben Länge ab, nämlich

$$i = \pi \sqrt{\frac{V_e L}{Sg\,(h + 10)}}.$$

Wenn man die Oeffnungen des Leitschaufelkranzes einer Turbine mittelst des Schiebers — es wird nur einer angenommen — in gleichförmiger Bewegung schliefst, so bringt man in Wirklichkeit keine gleichförmige Veränderung der Ausflufsmenge der Leitung hervor, da ja während der ganzen Zeit, die der Schieber braucht, um mit seiner Vorderkante an einer Schaufel vorbeizugehen, und selbst noch etwas länger, derselbe die Ausflufsmenge in keiner Weise verändert, letztere vielmehr constant bleibt. Daraus ergiebt sich, dafs die in Figur 8 gezeichneten Wellenlinien auf diesen besonderen Fall des Schlusses nicht vollständig passen.

Bei Beginn eines Schlusses (oder einer Oeffnung) des Leitschaufelkranzes einer Turbine, wenn der Druck im Windkessel (abgesehen vom Druckverlust in Folge der Reibung) der statische und die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers daselbst Null ist, wird ein erstes mehr oder weniger grofses Stück der in Figur 8 dargestellten Sinusoide anwendbar sein. Aber während der ganzen Zeit, in der der Schieber an der ersten Leitschaufel vorbeigeht, hört die Ausflufsmenge auf sich zu verändern oder ändert sich doch nur sehr wenig, die Sinusoide, welche die Drucke darstellt, nimmt eine andere Gestalt an und statt um die Gerade EF ihre Wellen zu ziehen, wird sie dies um die Axe OA thun. Dies zweite Sinusoidenstück verbindet sich mit dem ersten derartig, dafs sie dieselbe Tangente haben (das heifst dieselbe Geschwindigkeit des Eintritts in den Windkessel) und dieselbe Ordinate (das heifst denselben Druck) im Augenblicke der Verbindung.

Wenn diese Begegnung des Schiebers mit der ersten Leitschaufel um die Mitte des aufsteigenden Zweiges der ersten Sinusoide herum stattfindet, so hat sie die Wirkung, dafs die Tangente an die Curve schneller nach einer zur Axe Ot parallelen Lage herumgebogen wird, so dafs das dritte Sinusoidenstück, welches ebenso wie das erste um die Gerade EF schwingen mufs, sich viel weniger als das erste von dieser Geraden EF, sei es nach oben, sei es nach unten, entfernen wird. Das Maximum des Ueberdrucks wird so geringer sein, als es sein würde, wenn die Leitschaufel nicht vorhanden wäre. Die weiteren Begegnungen der Leitschaufeln mit dem Schieber haben nur noch einen geringen Einflufs auf die allgemeine Form der Curve, weil die Tangenten derselben sich nicht mehr viel von einer zur Axe Ot parallelen Lage entfernen.

Findet im Gegentheil diese erste Begegnung des Schiebers mit der Leitschaufel in der Gegend der Mitte des absteigenden Zweiges der ersten Sinusoide statt, so hat sie die Wirkung, dafs die Tangente der Curve nach einer Verticalen zur Axe Ot herumgebogen wird, so dafs die folgenden Sinusoiden mit ihren Wellen unter Ot hinabsteigen und dann um das gleiche Maafs sich über EF erheben, so dafs eine Ueberschreitung des ursprünglichen Maximums stattfindet.

Finden die Begegnungen mit den Leitschaufeln in der Nähe der Scheitel C oder A statt, so hat der Ersatz eines Stückes der Sinusoide, die um EF schwingt, durch das einer solchen, die um Ot schwingt, nur sehr wenig Einflufs auf die allgemeine Form der Curve.

Nachdem dies festgestellt ist, sind wir in der Lage, die Frage, in welchem Falle man eine Leitung mit einem Windkessel versehen mufs, und welches, wenn die Anordnung eines solchen rathsam erscheint, die Maafse sind, die man ihm zu geben hat, erschöpfend zu beantworten.

1. Wenn der Schlufs oder die Oeffnung der Mündungen sehr langsam stattfindet (Schieber durch Schrauben oder Zahnstangen bewegt), so ist es nicht nöthig, einen Windkessel anzuordnen, weil die Kraft des Stofses sehr gering ist und es deswegen wenig ausmacht, ob man eine mehr oder weniger grofse Zahl von Uebergängen von einem Maximum zu einem Minimum des Drucks hat.

2. Wenn wie bei der Bahn Lausanne-Ouchy Oeffnungen und Schlüsse genügend langsam stattfinden, so dafs der positive oder negative Stofs des Widders nicht sehr gefährlich für die Leitung ist, kann es doch gut sein, wenn man einen Windkessel anordnet, weil dieser erstens bewirkt, dafs die Zahl der Schwingungen des Drucks abnimmt (die Dauer des Zeitraums i, der ein Maximum von einem Minimum trennt, ist wie wir gesehen haben, proportional der Quadratwurzel des Volumens des elastischen Kessels) und weil man zweitens, wenn es sich um Schlüsse mit ungleichförmiger Geschwindigkeit handelt, wie dies bei gewissen Zuleitungsapparaten der Fall ist, durch sorgfältige Wahl der Dimensionen des Windkessels die Gröfse des Stofses vermindern kann.

In Anwendung obiger Sätze hat man bei der Bahn Lausanne-Ouchy den alten Windkessel durch einen neuen ersetzt. Dieser enthält gewöhnlich 1200 Liter Luft, so dafs der Zeitraum i gleich $11{,}3$ Secunden ist. Dieses Verhältnifs zwischen i und der neuen Dauer des Schlusses einer Oeffnung (7 bis 8 Secunden) bewirkt, dafs das Maximum des Ueberdrucks um 3 bis 4 m geringer ist, als es ohne die Unterbrechung des Schlusses, welche das Vorhandensein

der ersten Leitschaufel herbeiführt, sein würde. Durch eine Vergröfserung des Windkessels könnte man in dieser Hinsicht noch bessere Resultate erzielen, aber es ist vortheilhafter, wenn man ihm keinen zu grofsen Inhalt giebt, weil die Geschwindigkeit, die nach Vollendung des Schlusses noch übrig bleibt, unter sonst gleichen Verhältnissen um so gröfser ist, je geräumiger der Windkessel ist, und in Folge dessen auch die Zeit um so gröfser ist, welche die Reibung braucht um jene zu vernichten. Je mehr Zeit vergeht, ehe die Geschwindigkeit aufgehoben ist, um so gröfser ist die Wahrscheinlichkeit, dafs noch etwas von ihr übrig ist in dem Augenblick, wo von Neuem eine Oeffnung oder ein Schlufs stattfindet, und dafs dann das System von Schwingungen des Drucks, welches diese unter normalen Umständen begleitet hätte, durch jene in ungünstigem Sinne beeinflufst wird.

3. Wenn endlich Schlüsse und Oeffnungen in einem Augenblicke oder vielmehr nahezu in einem Augenblicke stattfinden, was in der Praxis sich sehr selten ereignen dürfte, so wird es vortheilhafter sein, einen Windkessel anzuwenden als ein Ventil, weil der Windkessel verhindert, dafs die Druckabnahme zu stark wird, was ein Ventil nur sehr indirect und unvollkommen bewirken kann. Die Maafse des Windkessels sind nach den Formeln I und III zu berechnen.

Wir wollen nunmehr diejenigen Stöfse des Widders untersuchen, welche den Wassermotoren und Druckpumpen eigenthümlich sind. Wir setzen voraus, dafs das System der Leitung des Wassers in den Apparaten sorgfältig genug gewählt ist, wie es übrigens auch fast immer der Fall ist, so dafs die Geschwindigkeit des Kolbens die der Ausflufsmenge regelt und man sich um Verengungen der Einflufsöffnungen nicht zu kümmern braucht. — Wir beginnen mit dem leichtesten Falle, in dem zwei Wassermotoren unter 90^0 gekuppelt sind.

Die Resultate, die wir hierbei erhalten, sind übrigens auf zwei doppeltwirkende gekuppelte Pumpen in gleicher Weise anwendbar.

Stöfse des hydraulischen Widders, welche zwei unter 90^0 gekuppelte Wassermotoren hervorbringen.

Wir setzen zunächst zur Vereinfachung der Rechnung voraus, dafs die Hauptleitung, die beiden kurzen Leitungsstücke, die zu den Wassermotoren führen, der Windkessel und der Cylinder des Wassermotors selbst denselben Querschnitt S haben. Da diese Querschnitte aus den Resultaten verschwinden, sind letztere davon unabhängig und behalten ihre Gültigkeit auch dann, wenn die oben vorausgesetzte Gleichheit nicht besteht.

Es sei ω die Maximalgeschwindigkeit eines Kolbens und Θ die Dauer von $\frac{1}{8}$ Umdrehung der Kurbel.

Die Umdrehungsgeschwindigkeit der Welle, welche die beiden Wassermotoren kuppelt, wird als constant angesehen und wir nehmen an, dafs man den Einflufs der kurzen Kolbenstange auf die Ausflufsmenge vernachlässigen kann.

Wenn der eine Kolben auf dem todten Punkte steht, hat der andere seine Maximalgeschwindigkeit, und die Gesammtgeschwindigkeit der Ausflufsmenge ist ω. Nach einer Umdrehung von 45^0 ist die Ausflufsmenge beider Cylinder zusammengerechnet ein Maximum und die Gesammtgeschwindigkeit der Ausflufsmenge hat den Werth $\omega\sqrt{2}$. Eine zweite Umdrehung von 45^0 läfst die Gesammtgeschwindigkeit wiederum bis auf den Werth ω abnehmen. Die Curve, welche die Veränderung der Ausflufsmenge darstellt, erhält man, wenn man die Ordinaten der beiden leicht zu construirenden Sinusoiden addirt. An Stelle dieser Curve kann man ohne grofsen Fehler eine gebrochene Linie setzen, deren Scheitel abwechselnd in einer Entfernung von $1{,}_{075}\ \omega$ und $1{,}_{475}\ \omega$ von der Axe Ot liegen und in Entfernungen gleich Θ auf einander folgen, welche der Dauer von $\frac{1}{8}$ Umdrehung der Kurbel entsprechen.

Fig. 9.

Der obere Theil der Figur 9 stellt die Veränderungen der Geschwindigkeit der Ausflufsmenge und der untere Theil die entsprechende Veränderung des Drucks dar.

Während des ersten Zeitraums Θ nimmt die Ausflufsmenge zu; folglich schwingt die Sinusoide, welche die Veränderungen des Drucks darstellt, um die Parallele AB, die unter der Axe der t liegt. Während des zweiten Zeitraums Θ schwingt die Sinusoide um die Gerade CD, die über der Axe der t liegt, da es sich ja um eine Verminderung der Ausflufsmenge oder mit anderen Worten um eine Schliefsung der Ausströmungsöffnung handelt. Berechnen wir zunächst das Maafs M, um welches die Geraden wie AB oder die wie CD von der Axe der t entfernt sind.

Die Formel XIII giebt

$$M = \frac{L(u_1 - v_1)}{gT},$$

da ja $S = S'$ und $\omega_1 = v_1$.

Nun erhält man aber, wenn man $(u_1 - v_1)$ die Anfangsgeschwindigkeit der Ausflufsmenge mit der Zeit T dividirt, die man in Wirklichkeit verwendet oder verwenden müfste, um einen vollkommenen Schlufs herbeizuführen, genau dasselbe Resultat, wie wenn man den Theil $0{,}_4\ \omega$ der Geschwindigkeit der Ausflufsmenge, der verschwindet, mit der Zeit Θ dividirt, die verwendet wird, um den theilweisen Schlufs zu bewirken, also ist

$$M = \frac{0{,}_4\, L\omega}{g\,\Theta}.$$

Diese Entfernung M ist dieselbe für die Zunahme und Abnahme der Ausflufsmenge.

Aus einer ziemlich kurzen Untersuchung ersieht man leicht, dafs in den meisten praktischen Fällen der Theil der Sinusoide, der der Axe der t am nächsten liegt, derjenige ist, der zur Anwendung gelangt, so dafs ganz entgegen dem, was auf den ersten Blick naturgemäfs erscheint, vielmehr Druckverminderungen während der Schlüsse und Druckvermehrungen während der Oeffnungen stattfinden. Bei jeder Umdrehung der Kuppelungswelle giebt es 4 Maxima und 4 Minima des Drucks, oder im Ganzen 4 Schwingungen.

Es sind jetzt zunächst die Grenzen zu berechnen, innerhalb deren die Scheitel der Sinusoiden sich von der Axe der t entfernen.

Aus der allgemeinen Formel XV

$$\Delta t = \operatorname{arc\,sin} \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{H}_{max}} - \operatorname{arc\,sin} \frac{\mathrm{H}_1}{\mathrm{H}_{max}}$$

ergiebt sich

$$\mathrm{H}^2_{max} \sin \Delta\Theta = \mathrm{H}_2 \sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_1^2} - \mathrm{H}_1 \sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_2^2}$$

wenn wir zunächst für t seinen Endwerth Θ und für H seinen entsprechenden Schlufswerth, den wir H_2 nennen wollen, einsetzen und dann die bekannte Formel benutzen

$$\sin(a - b) = \text{siu}\, a \cos b - \cos a \sin b.$$

Schaffen wir dann die Wurzeln fort, so erhalten wir:

$$\mathrm{H}^2_{max} \sin^2 \Delta\Theta = \mathrm{H}_1^2 + \mathrm{H}_2^2 - 2\,\mathrm{H}_1 \mathrm{H}_2 \cos \Delta\Theta.$$

Zur Bestimmung dieser ersten Sinusoide haben wir also eine Gleichung mit drei Unbekannten, welche sind: die Ordinate des Scheitels und die der beiden Endpunkte des betrachteten Segments. Aber kennt man einmal diese erste Sinusoide, so bestimmt diese alle folgenden.

Wir haben nämlich, um die drei unbekannten Ordinaten des Segments der zweiten Sinusoide zu bestimmen, zunächst eine erste Gleichung von derselben Form wie die vorhergehende

$$\mathrm{H}'^2_{max} \sin^2 \Delta\Theta = \mathrm{H}'^2_1 + \mathrm{H}'^2_2 - 2\,\mathrm{H}'_1 \mathrm{H}'_2 \cos \Delta\Theta.$$

Der Umstand, dafs die beiden Sinusoiden einen Punkt gemeinsam haben, giebt die zweite Gleichung:

$$2\,M = -\mathrm{H}_2 - \mathrm{H}'_1.$$

(Diese beiden Ordinaten sind nämlich negativ.)

Endlich giebt die Gleichheit der Tangenten am Verbindungspunkte oder, was auf dasselbe hinauskommt, die Gleichheit der Eintrittsgeschwindigkeit in den Windkessel im Augenblick des Uebergangs von einer Oeffnung zu einem Schlusse nach Formel XIV die dritte Gleichung:

$$B\sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_2^2} = B\sqrt{\mathrm{H}'^2_{max} - \mathrm{H}'^2_1}$$

oder

$$\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_2^2 = \mathrm{H}'^2_{max} - \mathrm{H}'^2_1.$$

So sind also, sobald eine Sinusoide bestimmt ist, alle anderen es auch. Dürfen dies nun irgend welche ganz beliebige Sinusoiden sein? Offenbar nicht, denn damit die Regelmäfsigkeit der Bewegung aufrecht erhalten bleibt, mufs eine vollkommene Symmetrie zwischen den Schwingungen über und unter der Axe der t bestehen, damit die Arbeit, welche das ankommende Wasser aufzuhalten strebt, die durch das Product der Flächen der oberen Sinusoiden multiplicirt mit den zugehörigen Ausflufsmengen dargestellt wird, vollständig der beschleunigenden Arbeit gleich ist, welche durch das Product der Flächen der unteren Sinusoiden mit den zugehörigen Ausflufsmengen multiplicirt dargestellt wird.

Das einfachste System der Symmetrie, was man sich vorstellen kann, ist dasjenige, bei dem man voraussetzt, dafs die beiden Endpunkte jedes Sinusoidensegments auf der Axe der t liegen, so dafs zwischen je einer Achtelumdrehung der Kurbel und der folgenden vollkommne Symmetrie herrscht. Unter dieser Voraussetzung entsteht aus der umgewandelten Formel XV

$$\mathrm{H}_{2\,max} \sin^2 \Delta\Theta = 2\,M^2 (1 - \cos \Delta\Theta)$$

und daraus

$$\mathrm{H}_{max} = M \sqrt{\frac{2}{1 + \cos \Delta\Theta}} = \frac{M}{\cos \frac{\Delta\Theta}{2}}.$$

Das Maximum des Ueberdrucks oder Unterdrucks ist somit

$$H_{max} = M - \mathrm{H}_{max}$$

oder

$$\text{XVI.} \quad H_{max} = M\left(\frac{1 - \cos \frac{\Delta\Theta}{2}}{\cos \frac{\Delta\Theta}{2}}\right).$$

Der Bogen $\frac{\Delta\Theta}{2}$ ist im Allgemeinen sehr klein, so dafs man zunächst setzen kann

$$H_{max} = \frac{M}{2} \sin^2 \frac{\Delta\Theta}{2}$$

und wenn man dann für den Sinus den Bogen setzt und für M und für $\Delta\Theta$ die entsprechenden Werthe einführt, ergiebt sich

$$H_{max} = \frac{0{,}_{04}\, \Theta\, Q\, (h + 10)}{V_e},$$

in welcher Formel Q die mittlere Ausflufsmenge beider Wassermotoren zusammen bedeutet.

Dies Gleichgewichtssystem ist offenbar nicht das einzige, welches bestehen kann, aber es ist gleichzeitig dasjenige, welches die geringsten Veränderungen des Drucks giebt, und dasjenige, welches am wahrscheinlichsten ist.

Die umgewandelte Formel XV, welche nur dann zulässig ist, wenn der Bogen $\Delta\Theta$ genügend klein ist, führt zu folgenden ganz merkwürdigen Resultaten:

1. Die Stöfse des Widders, die durch jeden Kolbenhub im Windkessel einer Leitung hervorgebracht werden, welche zwei unter 90° gekuppelte Wassermotoren speist oder von zwei eben so angeordneten Pumpen gespeist wird, sind von der Länge dieser Leitung unabhängig.

2. Da für ein und dieselbe Anlage das Product ΘQ constant ist, änderen sich die Stöfse des Widders nicht, wenn sich die Geschwindigkeit der Motoren oder der Pumpen ändert, eine Erscheinung, die übrigens auch durch die Erfahrung bestätigt wird. Diese Wahrnehmung erlaubt uns, die Formel XVI in der folgenden einfacheren Form zu schreiben:

$$\text{XVI a.} \quad H_{max} = \frac{0{,}_{02}\, C (h + 10)}{V_e}$$

in der C den Inhalt eines Cylinders bedeutet.

3. Das Verhältnifs zwischen dem gröfsten Ueberdruck H_{ma} und dem Ueberdruck M, der, wenn gar keine Elasticität vorhanden wäre, die Geschwindigkeit in der Hauptleitung genau wie die der Ausflufsmenge abzuändern im Stande wäre, ist im Allgemeinen sehr klein, so dafs die Geschwindigkeit in der Leitung im Allgemeinen nahezu constant ist.

Nichts ist übrigens leichter, als dies durch die Rechnung nachzuweisen.

Die Geschwindigkeit v_1, mit der das Wasser in den Windkessel eintritt, von welchem wir annehmen, dafs er denselben Querschnitt wie die Leitung hat, ist im Augenblick, wo die Ausflufsmenge ein Minimum wird:

$$v_1 = B\sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - M^2} = BM \sqrt{\frac{2}{1 + \cos \Delta\Theta} - 1}$$
$$= BM \operatorname{tg} \frac{\Delta\Theta}{2}.$$

Ist der Bogen $\frac{\Delta\Theta}{2}$ klein, so kann man an Stelle der Tangente den Bogen selbst setzen und man hat $v_1 = 0{,}_2\, \omega$.

Die Geschwindigkeit in der Leitung ist in diesem Augenblicke

$$u_1 = 1{,}_{075}\, \omega + 0{,}_2\, \omega = 1{,}_{275}\, \omega.$$

Die Geschwindigkeit des aus dem Windkessel austretenden Wassers im Augenblicke, wo die Ausflufsmenge ein Maximum ist, ist auch gleich $0,_2\ \omega$; folglich ist die Geschwindigkeit in der Leitung im selben Augenblicke

$$u_2 = 1,_{475}\ \omega - 0,_2\ \omega = 1,_{275}\ \omega.$$

Die Geschwindigkeit u_1 ist das Maximum von u, weil sie auf eine Periode folgt, in der beschleunigende Arbeit stattgefunden hat. Die Geschwindigkeit u_2 ist das Minimum von u, da sie ja nach einer Periode verzögernder Arbeit stattfindet. Daraus ergiebt sich, dafs die Geschwindigkeit u vollkommen constant ist in den Grenzen, innerhalb deren es zulässig ist, an Stelle der Tangente den Bogen $\frac{A\Theta}{2}$ zu setzen. Diese Ersetzung dürfte streng genommen nur stattfinden, wenn $\frac{A\Theta}{2}$ gleich Null ist, das heifst V_e unendlich grofs.

Im Allgemeinen ist es aber nicht nöthig, dafs V_e so beträchtlich grofs sei, um den Bogen $\frac{A\Theta}{2} = \frac{\Theta}{2}\sqrt{\frac{Sg(h+10)}{V_e L}}$ genügend klein zu machen, so dafs der Fehler, der bei jener Vertauschung begangen wird, vollständig vernachlässigt werden kann.

Hat man im Gegentheil $A\Theta = \pi$ so ist

$$\mathrm{H}_{max} = \frac{M}{\cos\frac{\pi}{2}} = \infty \text{ und } H_{max} = \infty.$$

Erklären wir uns dies Resultat:

Man weifs, dafs $i = \pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}$,

also auch $i = \Theta$.

Kehren wir zur Figur 9 zurück, so sehen wir leicht, dafs wenn $\Theta = i$ oder selbst wenn i nur um ein Geringes gröfser ist als Θ, das System der Symmetrie, welches wir bei den Wellen der Sinusoiden vorausgesetzt haben, nicht mehr möglich ist, und die auf Grund dieser Voraussetzungen entwickelten Resultate keinen Werth mehr haben.

Stöfse des hydraulischen Widders, welche ein einziger Wassermotor hervorbringt.

Wir wollen dieselben Bezeichnungen anwenden wie im vorigen Paragraphen und dieselben Umstände voraussetzen.

Die Geschwindigkeit der Ausflufsmenge wird durch eine einzige Sinusoide dargestellt, die wir zur Vereinfachung der Rechnung durch eine gebrochene Linie, welche Figur 10 (s. S. 564) darstellt, ersetzen können. Die Annäherung dieser Ersatzlinie an die Curve ist sehr grofs für das erste Achtel der Umdrehung, weniger grofs für das zweite Achtel.

Die Curve, welche die Veränderungen des Drucks angiebt, wird durch eine Reihe von Sinusoidensegmenten gebildet werden, die nacheinander ihre Wellen um die Geraden AB, CD, EF, GH u. s. w. ziehen.

Die Gerade AB, um welche das erste Sinusoidenstück schwingt, mufs folgende Entfernung von der Axe der t haben

$$M = \frac{0,_{75}\ L\omega}{g\Theta}.$$

Die Geraden CD und EF liegen in der Entfernung

$$M' = \frac{0,_{25}\ L\omega}{g\Theta} = \tfrac{1}{3}M.$$

Man kann sich leicht klar machen, dafs in der Praxis die zur Anwendung kommenden Sinusoidenstücke solche sind, dafs man entgegen dem, was von vorn herein naturgemäfs erscheint, Ueberdruck während der Oeffnungen und Unterdruck während der Schlüsse hat. Wer irgend einmal Wassermotoren im Gange gesehen, hat auch hören können oder fühlen, wenn er die Hand auf den Windkessel legte, dafs das Maximum des Ueberdrucks oder der Stofs des Widders immer eine gewisse Zeit nach dem Durchgang durch den todten Punkt eintritt.

Das einfachste System wechselnder Beschleunigung und Verzögerung, was bei der Geschwindigkeit einer Leitung vorkommen kann, wenn ein constanter mittlerer Werth derselben aufrecht erhalten bleiben soll, ist offenbar dasjenige, welches besteht, wenn die Axe der t durch die Sinusoiden an den beiden todten Punkten und an den beiden Punkten, welche der Maximalausflufsmenge entsprechen, geschnitten wird. Man hat dann bei jeder Umdrehung der Kurbel zwei Maxima und zwei Minima des Drucks oder zwei Schwingungen, wenn man diesen Ausdruck vorzieht. Das Maximum der Geschwindigkeit in der Leitung entspricht den beiden todten Punkten, während das Minimum bei den Punkten der Maximalausflufsmenge stattfindet.

Das Sinusoidenstück, welches um AB schwingt, mufs der Gleichung Genüge leisten

$$1)\quad \mathrm{H}_{max}^2 \sin^2 A\Theta = M^2 + \mathrm{H}_2^2 - 2M\mathrm{H}_2 \cos A\Theta.$$

Das Sinusoidenstück, welches um CD schwingt, giebt als zweite Gleichung

$$2)\quad \mathrm{H'}_{max}^2 \sin^2 A\Theta = (\mathrm{H}^2 - \tfrac{2}{3}M)^2 + \left(\frac{M}{3}\right)^2 - 2(\mathrm{H}_2 - \tfrac{2}{3}M)\frac{M}{3}\cos A\Theta.$$

Endlich liefert die Bedingung, dafs im Berührungspunkte die Tangenten zusammenfallen müssen oder die Geschwindigkeiten im Windkessel gleich sein müssen, die dritte Gleichung

$$3)\quad \mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_2^2 = \mathrm{H'}^2_{max} - (\mathrm{H}_2 - \tfrac{2}{3}M)^2.$$

Zieht man aus der Gleichung 3) den Werth von $\mathrm{H'}^2_{max}$ und substituirt ihn in die Gleichung 2), so ist es möglich, H^2_{max} aus 1) und 2) zu eliminiren und den Werth von H_2 zu entwickeln, nämlich

$$\mathrm{H}_2 = M\left(\frac{2 + \cos A\Theta}{3\cos A\Theta}\right).$$

Dieser Werth von H_2 in die Gleichung 1) eingeführt, giebt schliefslich für H_{max} den Werth

$$\mathrm{H}_{max} = \frac{M}{3\cos A\Theta}\sqrt{\frac{2\cos^2 A\Theta + 4(1+\cos A\Theta)^2}{1+\cos A\Theta}},$$

und daraus XVII

$$H_{max} = M\left(\frac{1}{3\cos A\Theta}\sqrt{\frac{2\cos^2 A\Theta + 4(1+\cos A\Theta)^2}{1+\cos A\Theta}} - 1\right).$$

Da der Bogen $A\Theta$ im Allgemeinen klein ist, kann man obigen Werth vereinfachen. Man erhält zunächst:

$$\mathrm{H}_{max} = \frac{M}{3\cos A\Theta}\sqrt{\frac{2 - 2\sin^2 A\Theta}{1+\cos A\Theta} + 8}.$$

Nun ist aber $\frac{2 - 2\sin^2 A\Theta}{1+\cos A\Theta}$ nahezu gleich eins, also

$$\mathrm{H}_{max} = \frac{M}{\cos A\Theta},$$

angenähert $\mathrm{H}_{max} = M(1 + \tfrac{1}{2}\sin^2 A\Theta)$

und $H_{max} = \tfrac{1}{2}M\sin^2 A\Theta.$

Ersetzt man den Sinus durch den entsprechenden Bogen, so ergiebt sich schliefslich

$$\text{XVIIa.} \quad H_{max} = \frac{0{,}_6\, Q\, \Theta\, (h + 10)}{V_e} = \frac{0{,}_{15}\, C(h + 10)}{V_e},$$

wobei C den Cylinderinhalt bedeutet.

Unter sonst gleichen Umständen bringt also ein einzelner Wassermotor oder eine einzelne doppeltwirkende Pumpe bei jedem Kolbenhub einen funfzehnmal so grofsen Stofs im Windkessel hervor, als derjenige ist, den zwei gekuppelte Pumpen oder Wassermotoren hervorbringen würden.

Trotzdem könnte die Regelmäfsigkeit der Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung nahezu eben so grofs sein, wie bei zwei gekuppelten Maschinen, und dies wollen wir jetzt untersuchen.

Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung, welche einen einzelnen Wassermotor speist, ist $\frac{2}{\pi}\omega = 0{,}_{6375}\,\omega$. Die gebrochene Linie, die wir behufs Vereinfachung der Rechnung an Stelle der die Veränderung der Ausflufsmenge des Wassermotors darstellenden Sinusoide gesetzt haben, hat eine Form, bei der eine mittlere Geschwindigkeit von $0{,}_{625}\,\omega$ vorausgesetzt wird.

Beim Durchgang durch den todten Punkt ist die Geschwindigkeit in der Leitung gleich derjenigen, mit welcher das Wasser in den Windkessel, gleichen Querschnitt desselben vorausgesetzt, eintritt; folglich ist:

$$u_1 = v_1 = B\sqrt{H^2_{max} - M^2} = BM\sqrt{\frac{1}{\cos^2 A\Theta} - 1}$$
$$= BM \operatorname{tg} A\Theta.$$

Setzen wir für B und M die betreffenden Werthe ein und für die Tangente $A\Theta$ den Bogen, so finden wir

$$v_1 = 0{,}_{75}\,\omega.$$

Die Geschwindigkeit, mit der das Wasser in der Leitung zufliefst, würde also nicht constant bleiben, selbst dann nicht, wenn der Windkessel unendlich grofs wäre. Dies offenbar unmögliche Resultat zeigt, dafs das besondere System der Symmetrie zwischen den verschiedenen Sinusoiden, dessen Bestehen wir vorausgesetzt haben, nicht eintreten kann und dafs dasjenige, welches in Wirklichkeit besteht, viel complicirter ist. Die Maxima des Drucks in den ausgeführten Anlagen sind also stärker als diejenigen, welche die Formel XVIIa giebt, und kehren nicht bei jeder Umdrehung der Kurbel in gleicher Stärke wieder.

Beispiele. In den Salinen von Bex ist am Ende einer gufseisernen Leitung von 640 m Länge und $0{,}_{10}$ m Durchmesser mit einem Gesammtgefälle von 115 m ein Schmidt'scher Wassermotor aufgestellt. Derselbe hat einen Durchmesser von $0{,}_{09}$ m, einen Hub von $0{,}_{10}$ m und macht 70 bis 80 Umdrehungen in der Minute. Ein kupferner Windkessel am Wassermotor enthält gar keine Luft mehr, denn er ist schon seit lange in Thätigkeit, ohne dafs man jemals sich bemüht hätte, diejenige Luft, die sich wahrscheinlich zu Anfang darin befunden hat und allmälig vom Wasser verschluckt worden ist, zu ersetzen.

Die Formeln XVII oder XVIIa können auf diesen Fall nicht angewandt werden, weil kein Windkessel mehr da ist. Der elastische Kessel, so viel Einflufs er sonst auch haben mag, befindet sich hier weder in Verbindung mit einem wirklichen Windkessel, noch hat er eine Ausflufsmenge, die nur theilweise unterbrochen wird, kann also weder so berechnet werden, wie wir es bisher gethan haben, noch genau so wie ein wirklicher Windkessel wirken. Der Ueberdruck, der sich darin bildet, mufs sehr bedeutend sein, nach der Gewalt der Stöfse zu urtheilen, die man bei jeder halben Umdrehung der Kurbel hört und die, durch das Echo der Gallerie, in der die Maschine steht, zurückgeworfen, einen wenig beruhigenden Eindruck auf den Besucher machen. Bei jedem Stofs des Widders wird die ganze Leitung erschüttert, sie zittert heftig und das letzte Stück derselben, welches unmittelbar vor dem Wassermotor um einen rechten Winkel gebogen ist, verschiebt sich um mehrere Millimeter. Dabei würde es sehr leicht sein, mittelst eines kleinen Hilfsgefäfses, ähnlich dem, welches bei Gelegenheit der mit comprimirter Luft belasteten Ventile beschrieben ist, den kupfernen Windkessel, der 15 Liter Inhalt hat, mit Luft unter 115 m Druck zu füllen.

Der Bogen $A\Theta$ wird dann klein (ungefähr 7°). Bei Anwendung der Formel XVIIa würde man als Maximum des Ueberdrucks finden

$$H_{max} = \frac{0{,}_{15} \cdot 125 \cdot 0{,}_{64}}{15} = 0{,}_{80}.$$

Dieser Werth $0{,}_{80}$ ist geringer als der wirkliche, wie wir ja nachgewiesen haben. Eine ungleichförmige Bewegung des Motors würde ihn noch weiter erhöhen.

Es giebt in Städten, die mit Druckwasserleitungen versehen sind, wie Lausanne, Genf und andere, mehrfach Wassermotoren mit Windkesseln, welche die verschiedensten Formen und Farben haben, aber nicht die mindeste Luft enthalten. Sie bringen, wenn sie im Gange sind, einen unaufhörlichen und oft betäubenden Lärm in Folge der zu heftigen Stöfse des hydraulischen Widders hervor. Dieser Lärm kann in gewissen Fällen für die Nachbarn sehr unangenehm sein, während gleichzeitig die Veränderungen des Drucks den Bleidichtungen der Hauptleitungen nachtheilig sind. Ich glaube, die betheiligten Verwaltungen würden gut thun, wenn sie sich versicherten, dafs in jedem Falle ein Windkessel von genügendem Inhalte vorhanden und mit Luft gefüllt ist, die zu geeigneter Zeit erneuert werden kann. Hat man kein Hilfsgefäfs, um Luft unter Druck in den Windkessel einzuführen, so mufs dieser so grofs sein, dafs die Luft, die man unter Atmosphärendruck eintreten läfst, noch einen angemessenen Raum einnimmt, nachdem sie comprimirt ist.

Als Beispiel einer Maschine mit zwei unter 90° gekuppelten Cylindern will ich die Druckpumpen anführen, die nach den Plänen des Herrn Callou in der Pumpstation zu Genf aufgestellt sind.

Der Durchmesser der Cylinder ist $0{,}_{435}$ m, der Hub $0{,}_7$ m und die Zahl der Umdrehungen war am Beobachtungstage 15. Der Windkessel hat einen nutzbaren Raum von $1{,}_9$ cbm und die Druckhöhe erreicht 45 m. Die Leitung von $0{,}_{33}$ m Durchmesser, die vom Windkessel ausgeht und durch zwei gekuppelte Pumpen gespeist wird, ist sehr kurz; sie hat nur 7 m Länge. Sie mündet nämlich dann in einen zweiten aufserordentlich grofsen Windkessel, das ist der Punkt, an dem alle die Wassermengen, die die verschiedenen im selben Hause aufgestellten Pumpen liefern, sich vereinigen. Die Gleichförmigkeit in der Wasserlieferung der Leitungen, welche diesen zweiten Windkessel speisen, reicht hin, den Druck daselbst fast absolut constant zu erhalten.

Für die Rechnung, die wir anzustellen haben, kann er deswegen als Hochbehälter der Leitung, mit der wir uns beschäftigen, angesehen werden.

Der Bogen $A\Theta$ ist

$$A\Theta = \tfrac{1}{2}\sqrt{\frac{0_{,0855}\cdot 55\cdot g}{1_{,9}\cdot 7}}$$

und entspricht 54°.

Der Werth M ist

$$M = \frac{0_{,4}\cdot 7\cdot 0_{,96}}{\frac{1}{2}\cdot g} = 0_{,537}\ \text{m},$$

also ist nach Formel XVI

$$H_{max} = 0_{,537}\left(\frac{1-\cos 27^0}{\cos 27^0}\right) = 0_{,066}\ \text{m}.$$

Die Formel XVIa würde gegeben haben:

$$H_{max} = \frac{0_{,02}\cdot 0_{,104}\cdot 55}{1_{,9}} = 0_{,06}.$$

Die gesammte Schwingung des Drucks oder der Unterschied zwischen einem Maximum und einem Minimum müfste demnach 13 cm betragen.

Die Beobachtung hat gezeigt, dafs die Schwingungen den Werth von 20 bis 30 cm erreichen. Sie gehen nicht alle bis zum selben Punkte auf dem Maafsstabe des Manometers und sind einander nicht vollkommen gleich. Dies beweist, dafs das besondere System der Symmetrie, dessen Vorhandensein wir bei Aufhebung der Formel XVI vorausgesetzt haben, in diesem besonderen Falle sich nicht einstellt. Uebrigens war in dem Augenblicke, in dem die Beobachtungen angestellt worden sind, in den Lagern der Pleuelstangen, die die Bewegung auf die Kolben übertragen, viel Spielraum, so dafs an jedem todten Punkte die Kurbel einen ziemlich langen Bogen beschrieb, während der Kolben unbeweglich blieb. Daraus folgte, dafs die gebrochene Linie, welche die Ausflufsmengen darstellt, an jedem Brechpunkte abgeplattet und durch eine Gerade ersetzt war. Dieser Umstand hatte zur Folge, dafs der Werth der Maxima des Ueberdrucks und Unterdrucks vergröfsert wurde, wie man sich leicht klar machen kann.

Uebrigens entstehen die hauptsächlichsten Stöfse, denen die von uns besprochene Anlage unterworfen ist, in den Saugeröhren und den Druckrohren zwischen Pumpe und Windkessel.

Diese Druckrohre haben für jede Pumpe $0_{,30}$ m Durchmesser und ungefähr 3 m Länge, von der etwa die Hälfte beiden Enden eines Cylinders gemeinsam dient. Sie haben natürlich keinen Windkessel an ihrem unteren Ende; der elastische Kessel ist sehr klein, kann nach Formel XII berechnet werden und während eines grofsen Theils des Kolbenhubes wie ein wirklicher Windkessel wirken, da während der Zunahme oder Abnahme der Ausflufsmenge mehrere vollständige Schwingungen stattfinden können. Die Sinusoiden, welche den Druck darstellen, schwingen um Parallelen zur Axe der t, die so aufeinander folgen wie im ersten Theil der Figur 10, nur in umgekehrter Reihenfolge. Die gröfste Entfernung M einer dieser Parallelen von der Axe der t ist

$$M = \frac{L\cdot 0_{,75}\,\omega}{g\Theta} = \frac{3\cdot 0_{,75}\cdot 1_{,15}}{\frac{1}{2}g} = 0_{,52}\ \text{m}.$$

Der Stofs des Widders beim Angehen ist deswegen wahrscheinlich $1_{,04}$ m und kann zunehmen oder abnehmen beim Uebergang von einer Sinusoidenart zur anderen. In dem Augenblicke, in dem im Sinne der Bewegung des Kolbens ein Wechsel stattfindet, müssen sehr verwickelte Erscheinungen eintreten, denn der beiden Druckröhren gemeinsame Theil schwingt noch nach einer unteren Sinusoide und soll mit einem Male mit der anderen Abzweigung nach einer oberen Sinusoide schwingen.

Diese Erscheinungen wiederholen sich in noch gröfserer Stärke bei den Saugeröhren, welche die doppelte Länge haben.

Diese besonderen Stöfse des Widders haben keine den Bestand der Maschinen gefährdenden Wirkungen, aber sie sind wahrscheinlich die Ursache davon, dafs die Ventile zeitweise klappern. Zu beweisen scheint dies der Umstand, dafs wenn man die Hähne an den Saugerohren schliefst, welche dazu dienen, in diese eine gewisse Menge Luft eintreten zu lassen, die sich mit dem Wasser vermischt und mit demselben bis in den Druckwindkessel gefördert wird die Ventile leichter klappern. Das erklärt sich, da ja der Windkessel, der so in gewissem Sinne geschaffen war, nicht mehr vorhanden ist, und deswegen die Schwingungen des Drucks häufiger und schneller werden müssen.

Bei der nahegelegenen ähnlichen Anlage hat Herr Roy kleine Hilfskessel auf die Sauge- und Druckrohre gesetzt, aber da der Werth i daselbst wenig von Θ abweicht, haben sie nur geringen Einflufs auf das Spiel der Ventile.

Wir sind der Ansicht, bei einer ähnlichen Anlage mufs man folgende zwei Vorsichtsmaafsregeln treffen:

1. So nahe wie möglich den Druck- und den Saugewindkessel, welchen letzteren man nie fortlassen darf, da er ebenso wichtig wie der andere ist, an die Pumpe selbst heranlegen.

2. Für jeden Cylinder die beiden Saugerohre von einander unabhängig machen und ebenso die beiden Druckrohre.

Gothische Zimmermalerei aus Fritzlar.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 69 im Atlas.)

Wer auf der Main-Weser-Bahn von Cassel nach Frankfurt a/M. fährt, gewahrt von der Station Wabern aus, in der Entfernung einer Meile nach Westen gelegen, die Thürme der das fruchtbare Edderthal beherrschenden alten Bonifaciusstadt **Fritzlar**. Der Ort, abseits der Touristenstrafse gelegen und von Architekten seltener als er es verdient auf-

gesucht, hat einen reichen Schatz älterer Architektur und Kleinkunst sich gerettet. Zwei gröfsere Kirchen und eine Reihe von Capellen repräsentiren die mittelalterliche Baukunst in allen Phasen ihres Entwicklungsganges; einige Steinhäuser aus gothischer Zeit, schöne reiche Holzbauten der Renaissanceperiode, der erhaltene Mauerring mit seinen Thürmen und die uralte Edderbrücke vervollständigen das interessante Stadtbild. Eine höchst anziehende, malerische Baugruppe bildet die hochgelegene Stiftskirche, der sog. „Dom", mit seinem Kreuzgang und seinen Stiftsgebäuden, der Bonifaciuscapelle und dem Fachwerksbau der Stiftsbibliothek sowie der prachtvollen westlichen Vorhalle, dieser Perle des Uebergangsstyls.*) Vom frühen Romanismus an, dessen Gepräge die ältesten Partien des Kirchengebäudes selbst noch aufweisen, bis zum Barocco und Zopf sind hier alle Kunststyle vertreten, und der Baukünstler mag hier Skizzen sammeln von dem architektonischen Detail des 12. und des 18. Jahrhunderts und der zwischengelegenen Zeiten. Aber auch Derjenige, dem daran gelegen ist, den Grundsätzen nachzuforschen, von denen unsre Vorfahren sich leiten liefsen, wenn es sich um Ausstattung der Bauräume mit Wand- und Glasmalerei, mit Tafelbildern, mit Sculptur, mit Mobiliar und Gebrauchsgeräthen jeder Art handelte, findet in der Stiftskirche und ihren Appertinentien eine reiche Ausbeute. Ein Theil dieser Schätze ward erst wieder zugänglich, ja ist erst förmlich aufgefunden und aus Staub und Finsternifs hervorgesucht worden, seit in der Person des jetzigen Fritzlarer Landdechanten der Stiftskirche ein kunstverständiger, sachbegeisterter Pfleger erstanden ist. Erst in den 70er Jahren ward dann auch der Raum so zu sagen entdeckt, dessen wohlerhaltene spätgothische Wand- und Deckenbemalung Gegenstand der vorliegenden Veröffentlichung ist.

Ich weifs nicht, ob die moderne Decorationsmalerei in meist gedämpften und blassen Farben in Wirklichkeit das dem neuzeitlichen Empfinden correct Entsprechende und in Wahrheit aus ihm herausgewachsen ist, oder ob sie ein Uebergangsstadium darstellt zwischen dem freudelosen Farbenhafs verwichner Jahrzehnte und der etwa noch bevorstehenden Rückkehr zu der Lust an kräftiger, leuchtender Farbengebung, wie sie das Mittelalter und noch zum guten Theil die zunächst folgenden Zeitabschnitte charakterisirt. Im letzteren Falle würden die wenigen gut erhaltenen Reste romanischer und gothischer Polychromie in Deutschland noch einmal eine erhöhte Wichtigkeit in Anspruch nehmen; im erstern gebührt ihnen wenigstens ein kunsthistorisches Interesse.

Das in Rede stehende Zimmer, im Oberstock des Ostflügels des Kreuzgangs bei der Fritzlarer Stiftskirche gelegen, bietet eines der lehrreichsten unter den noch vorhandenen Beispielen von solcher Polychromirung und möge deshalb im Folgenden eine eingehende Beschreibung finden.

Der genannte Kreuzgangsflügel ist von einfacher Tiefe, welche im Obergeschofs indefs durch eine Fachwerkswand getheilt wird, so dafs in diesem Obergeschofs zwischen den parallelen Aufsenwänden des Flügels unser Zimmer und neben ihm noch ein schmaler Corridor Platz finden. Das Zimmer ist nicht mehr in voller ursprünglicher Länge vorhanden; wie sich sicher constatiren läfst, hat es ehemals eine Längenausdehnung von drei Fensteraxen und ein Längenmaafs von 7 m besessen; vor etwa 50 Jahren ist durch eine roh eingezimmerte Wand eine Axenlänge abgetrennt und in dem abgetrennten Stück bei dieser Gelegenheit Putz sammt Malerei zerstört worden. Das Zimmer hat die geringe Breite von $2_{,34}$ m und ist $2_{,44}$ m hoch.

Der Fufsboden besteht aus ca. 40 cm breiten starken Eichenbrettern und ist vielleicht noch der originale. Die Wände sind mit Lehm geputzt. Soweit sie massiv, ist dieser Putz in doppelter Lage auf das Sandbruchstein-Mauerwerk getragen; auf den Fachwänden bildet er nur eine Schicht; die Gefache derselben sind mit Flechtwerk und Lehm geschlossen, die Zimmerhölzer, um den über sie hinwegziehenden Putz besser haften zu machen, auf der Innenfläche mit dem Eisen eingekerbt. Einen überraschenden Anblick gewährt die Balkendecke, insofern sie von dem Bilde einer mittelalterlichen Decke nach landläufiger Vorstellung weit abweicht und ganz dieselbe Herstellung aufweist, die in der betreffenden Gegend für solche Decken noch heute üblich ist; es ist eine unter den Balken hinweg glatt durchgeputzte Lehmdecke; wiederum sind die Unterflächen dieser Balken eingekerbt; die Balkengefache sind geschlossen mit gewickelten Wellerhölzern, auf Wellerleisten liegend, die — mit der Unterkante bündig — an die Balken genagelt sind.

Die eine Längswand des Zimmers ist in regelmäfsiger Eintheilung mit den drei — jetzt zwei — in tiefen Nischen liegenden Fenstern durchbrochen. Sie sind eintheilig, im Lichten 50 cm breit und 110 cm hoch und mit Quadern eingefafst; das Profil des Gewändes ist, an allen vier Kanten der Oeffnung gleichmäfsig herumlaufend, nach innen ein Falz, nach aufsen ein Fasen. Diese Fenster haben, eine aufserordentliche Seltenheit, die ursprünglichen Holzflügel bewahrt. In der gegenüberliegenden Wand liegt die Thür; sie schlägt, nach dem Zimmer hin, bündig in den Falz der sichtbar belassenen, massiven, auf der Corridorseite gefasten Zarge, und ist eine glatte Bretterthür mit zwei horizontalen, auf Grat eingeschobenen gefasten Leisten; das eingelassene, mit verziertem, geschmiedetem Deckblech versehene Schlofs ist nur nach dem Corridor hin sichtbar; die ganze Thür ist gleichfalls noch die ursprüngliche.

Bemalt sind nun Wände und Decke und zwar in Leimfarben. An den Wänden beginnt die Malerei erst über einem unteren, 46 cm hohen, unbemalt im sichtbaren Lehmputz stehenden Streifen, der die Höhe angiebt, in welcher einst hölzerne Sitzbänke die Wände umzogen haben. Diese Bänke sind in den Zeichnungen auf Blatt 69 im Atlas restaurirt worden. Ueber ihnen nun ist ringsum die Wand in zwei Höhenabtheilungen zerlegt, von denen die untere, niedrigere dunkelrothen, die obere, fast doppelt so hohe, weifsen Grund zeigt. Beide sind durch einen in Brusthöhe des Beschauers liegenden Fries geschieden. Dieser Fries ist in kurze Abschnitte eingetheilt, die theils ein Maafswerkmuster, theils Wappenschilde aufweisen. Der untergelegene rothe Wandfufs ist wechselnd mit Teppichwerk und mit Ranken bemalt, die obere weifse Wand mit Rankenzügen und Spruchbändern, zu denen auf der erhaltenen Giebelwand ein figürliches Bild hinzutritt.

*) Baugeschichte, Beschreibung und gute Abbildungen der Stiftskirche und ihrer Nebenbaulichkeiten geben H. v. Dehn-Rotfelser und F. Hoffmann in den „Mittelalterlichen Baudenkmälern in Kurhessen".

Die verwendeten Farben sind:

Weifs;

Roth: sog. Englisch-Roth, in einem dunklern und (in kleineren Parthien) in einem mit Weifs versetzten hellen Tone;

Mennigroth;

Schwarz;

Grau;

Grün: der grünen Erde ähnlich und in zwei Tönen; diese Farbe ist an vielen Stellen verloschen;

Ockergelb: in zwei Tönen, hell und dunkel;

Schwefelgelb: ausschliefslich in den Wappen, für Gold verwendet;

Casseler Braun.

Der Fries ist oben und unten mit je zwei 3 cm breiten Strichen von Grau und Schwarz eingefafst; zwischen ihnen haben die Maafswerkfelder sämmtlich schwarzen Grund, aber wechselnd weifse und rothe, einmal auch graue Stränge. Die Wappenschilder des Frieses liegen sämmtlich in länglich-viereckigen weifsen Feldern; sie selbst und ihre Wappenfiguren sind den heraldischen Tincturen entsprechend gemalt, und ist Alles an ihnen schwarz contourirt.

Ohne dafs darin ein System zu erkennen wäre, sind gewisse Abschnitte des rothen Wandfufses mit Ranken und andere, durch einen senkrechten Strich gegen diese abgesetzt, mit Teppichen geschmückt. Die Ranken sind sammt ihren Blättern weifs; die Teppiche ohne jede Modellirung und mit schwarzen Strichen gezeichnet; letztere besitzen an Ober- und Unterkante einen in der rothen Grundfarbe verbleibenden Saum, auf dem weifsgefärbte, schwarzcontourirte Perlen sitzen.

Auf der oberen weifsen Wandfläche sind die Ranken ohne Ausnahme mit Roth gezeichnet, die Blätter aber zeigen abwechselnd die rothe, hellrothe, grüne und hellockergelbe Färbung; die Trauben sind auf ihrer ganzen Fläche hellgrün oder hellroth gefärbt und auf diesen Grund die einzelnen Beeren mit dunklerem Grün, bezw. Dunkelroth aufgesetzt. Diese weifse Wand entbehrt jedes abschliefsenden Frieses.

Das auf der Nordwand aufgemalte, eine Kreuzigung darstellende Bild hat einen weifsen, von der umgebenden Fläche sich in keiner Art abhebenden Grund und eine Einfassung von Grau und Schwarz; weifs sind auch die Sterne und das Kreuz, dieses indefs mit braunen Aderstrichen versehen. Das Fleisch der Figuren ist hell, wenig mit hellem Braun schattirt. Das Haar des Crucifixus ist grau, das des Johannes gelb, die Dornenkrone grün; die Nimben sind weifs, nur der der Muttergottes mennigroth; weifsgefärbt sind ferner die Taube, das Spruchband auf dem Kreuze, der Schurz des Heilands, der Mantel der Maria und der Rock des Johannes, ferner der Erdboden; das Marienfigürchen trägt einen mennigrothen Rock und der Johannes einen eben so gefärbten Mantel. Alle diese Partien sind theils schwarz, theils braun, theils grau contourirt, die Gewandfalten aber aufserdem von einem schwachen, braunen Modellirton begleitet.

In die bisher beschriebene Decoration finden sich verschiedenartige Aufschriften verwoben:

Das vorgenannte Figurenbild trägt aufser den Buchstaben auf dem Kreuze: i(hesus) n(azarenus) r(ex) i(udeorum) auf der unteren Einfassung, in weifsen Minuskeln und mit rothem Initial die Worte: Ego sum vitis vera. Ueber der Thür steht auf weifsem Spruchband: Jhesus maria: Jhesus maria in Schwarz, die Initialen mennigroth; auf dem Thürflügel befindet sich ein weiteres Spruchband, ehemals auch einige, jetzt zerstörte Charaktere tragend; erhalten ist aber, wieder unter diesem, die weifse, mit rothem Initial geschmückte Inschrift: Ite et vos in vineam meam.

Ein gröfseres Interesse indefs nehmen einige Inschriften in Anspruch, welche beweisen, dafs das Stiftscapitel unsern Raum einst mit der Bestimmung, zur Einübung der gottesdienstlichen Chöre zu dienen, hergestellt hat. Solcher Inschriften sind drei vorhanden, deren Auflösung mir jedoch beim Mangel musikgeschichtlicher Kenntnisse nicht recht gelingen will. Auf der einen Längswand trägt ein $2,_{10}$ m langes Spruchband die Worte:

Chorus vacans primis respon[dens] par[· · · ·]
req · · · par [?] · Ordo inter sex.

Auf der Wand gegenüber ist in viel kleinern Buchstaben dem Randstreifen des Frieses aufgeschrieben:

· is chorus primis respondens par[· · · ·]
req · · · par [?] · Ordo inter quinque

und

· is chorus primis respondens parrochialis.
Ordo inter quatuor.

Es ist wahrscheinlich, dafs einige weitere solcher Inschriften sich in dem jetzt abgetrennten, früher gleichfalls bemalten Theil des Zimmers befunden haben, und dafs sich das Ganze auf die Aufstellung übender Chöre bezogen hat. Eine etwaige specielle Deutung mufs ich Berufenen überlassen.

Was dem modern gewöhnten Auge bei dieser Malerei sehr auffällig erscheinen mufs, ist, dafs die einzelne Wand durchaus nicht als ein in sich abgeschlossenes Ganzes aufgefafst worden ist, sondern dafs die Rankenzüge sowohl in der unteren als in der oberen Wandpartie in unbefangenster Weise die Ecke ignoriren und von einer Wand auf die andere hinüber sich fortentwickeln. Selbst die Endrolle eines Spruchbandes umkröpft die Ecke. Noch weniger geht mit den gang und gäben Vorstellungen zusammen die Behandlung, welche die Thür- und Fensterflächen hier gefunden haben. Beide sind nämlich durchaus nach dem Princip der heutigen „Tapetenthüren“ in die Wandfläche hineingezogen. In der gegebenen Abbildung wird die hart an einer Ecke des Raumes belegene Thür sichtbar, über die man Ranken- und Teppichwerk rücksichtslos hinweggeführt hat. Ebenso kröpft sich auf der gegenüberstehenden Seite die Malerei von der Wand hinweg auf die Leibungen der Fensternischen und von diesen auf die breiten Holzflächen der noch zu beschreibenden Fensterflügel hinüber. An der Fensterwand sind in Manneshöhe, etwas hohlliegend, einige halbrund-profilirte Leisten befestigt; sie scheinen zum Hinterstecken etwa von Schrifttafeln gedient zu haben; auch sie sind einfach mit übermalt.

Gehen wir zur Beschreibung der glattgeputzten Decke über, so ist zunächst zu erwähnen, dafs deren Grundfarbe im Anschlufs an die obere Wandhälfte ein reines Weifs ist und sie einer äufseren Einfassung ebenso entbehrt wie die Wände eines abschliefsenden Frieses; vielmehr geht der Grund von Wand und Decke unmittelbar in einander über. Beherrscht wird die ganze Composition dieser Decke durch eine riesige Rose, welche auf der Mitte derselben aufgemalt ist und nahezu die ganze Deckenbreite zum Durchmesser hat.

Die aufserhalb dieser Rose verbleibende Fläche ist ganz mit rothen in gleichfalls rothe Blätter auslaufenden Rankenzügen belegt. Die Rose ist nach dem bekannten spätgothischen Muster gezeichnet und fünftheilig. Es ist eine „gefüllte" Rose, die um das innere Auge herum fünf Blattkränze aufweist. Diese sind abwechselnd mit rothen Anlagen und mit brauner Schraffirung ohne Annahme einer bestimmten Lichtrichtung von innen nach aufsen heraus concentrisch modellirt. Aus den fünf Zwickeln des äufsersten Kranzes hervor wachsen fünf grofse reich gezeichnete Blumen, die in Weifs, Grün, gelbem Oker und Mennige gemalt sind. Sie und die Rose selbst hat man kräftig, theilweis doppelt — in Braun und Schwarz — contourirt.

In Betreff der Ausführung dieser Decoration wurde schon erwähnt, dafs die Farbe eine Art von Leimfarbe ist; dieselbe haftet indefs sehr fest. Gemalt ist Alles, auch die geraden Striche, freihändig; nur die Mafswerke und die Weinblätter sind schablonirt worden; für letztere sind Schablonen von vier verschiedenen Gröfsenabstufungen vorhanden gewesen.

Die Erhaltung ist vortrefflich; das Ganze befindet sich noch im Originalzustand und ist von jeder spätern Übermalung verschont geblieben. Die Entstehungszeit angehend, deuten die Formen auf die Mitte des 15. Jahrhunderts.

Dem sorgsamen Beobachter kann es nicht entgehen; dafs die gemalten Decorationen der gothischen Periode, so weit sich deren erhalten haben, der Idee nach durchaus im Zusammenhang stehen. Keine von denen, die wir kennen, ist die Schöpfung einer Augenblickslaune des betreffenden Künstlers, sondern es nimmt auf diesem Gebiete die Tradition dasselbe Recht in Anspruch, wie auf dem der eigentlichen Architektur. Nach- und theilweis nebeneinander machen verschiedenartige Systeme ihre Herrschaft geltend, von denen sich aber eines aus dem andern entwickelt hat. Unser Beispiel gehört der für das 15. und 16. Jahrhundert charakteristischen Klasse an, bei welcher das rothstengelige Rankenwerk auf weifsem Grunde den Effect bestimmt. Mein Aufsatz über gothische Wandmalerei in Jahrgang 1876 und 1879 der „Deutschen Bauzeitung" bietet Fälle zur Vergleichung.

Anhangsweise sei ausführlicher der schon erwähnten, ein seltnes Vorkommnifs bildenden Fensterläden gedacht, deren über vierhundertjähriges Alter dadurch erwiesen wird, dafs die Wandbemalung sich über ihre Fläche hin fortsetzt. 54 zu 114 cm messend, sind sie aus zwei nebeneinanderstehenden Brettern angefertigt, deren Stärke 22 mm beträgt. Die Verbindung beider geschieht auf der Fuge durch eine mit dem Stemmeisen eingearbeitete dreikantige Nuth und entsprechende Feder und durch zwei wagrecht liegende, auf Grat eingeschobne Leisten. Zwei geschmiedete und bündig eingelassene Fischschwanzbänder nebst einem geschmiedeten Schubriegel bilden den Beschlag. Auf der Mitte der Holztafel ist eine viereckige, 26 zu 51 cm messende Oeffnung eingeschnitten, deren Kante zur Aufnahme der — jetzt verschwundenen — Verglasung einen Falz, aufser ihm aber auch einen Fasen bekommen hat. Man ersieht, dafs die leuchtende Glasfläche eine sehr geringe ist (kaum $^1/_{40}$ der Fufsbodenfläche des Zimmers gleichkommend), doch reicht sie zu mäfsiger Erhellung des Raumes aus.

So ist denn dieser kleine Zimmerraum vermöge seiner Erhaltung in der ursprünglichen Verfassung geeignet, in mehrfacher Hinsicht unsre Kenntnifs von mittelalterlicher Innenarchitektur zu bereichern, oder doch wenigstens einige wenig gekannte Eigenthümlichkeiten derselben mit neuen Beispielen zu belegen. Ich habe hierbei, abgesehen von der Composition der Wandmalerei selbst, speciell die jenen Zeiten ganz geläufige Uebermalung der Holzflächen von Thüren und Fenstern, die Gestaltung der Fensterflügel als volle, nur mit Ausschnitten versehene Läden, die sinnige und sehr nachahmenswerthe Verbindung von Freihand- und Schablonenmalerei im Auge.

Die auf Bl. 69 mitgetheilten Zeichnungen sind im Maafsstab von $^1/_{10}$ der natürlichen Gröfse aufgetragen und geben die erhaltene Giebelwand des Raumes ganz, die eine Langwand aber zu einem gewissen Theile ihrer Länge wieder.

Carl Schäfer.

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(Fortsetzung.)

II. Die Moselbrücke der Staatsbahn bei Güls.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 52 bis 56 im Atlas und auf Blatt L im Text.)

A. Allgemeines.

Etwa 4 km oberhalb Coblenz, unmittelbar hinter dem Dorfe Moselweis, überschreitet die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls die Mosel, durchschneidet alsdann das auf dem linken Moselufer liegende Dorf Güls und schliesst sich gleich hinter Güls an die eigentliche Moselbahn an, welche stromaufwärts bis jenseits des grofsen Kaiser-Wilhelm-Tunnels bei Cochem das linke Moselufer innehält.

Die Ueberschreitung des Flusses erfolgt nicht rechtwinklig zum Stromstrich, sondern unter einem durch die Terraingestaltung bedingten Winkel von 80°, übrigens aber an einer für die Herstellung einer festen Brücke günstigen Stelle. Die Mosel hat daselbst ein regelmäfsig ausgebildetes Profil, ist von festen, bereits ausgebauten Ufern begrenzt und hat zu beiden Seiten nur ein sehr beschränktes Inundationsterrain, welches einerseits durch die nahezu hochwasserfreie, unmittelbar am rechten Ufer hinführende Coblenz-Trier'er Provinzialstrafse, andererseits durch die bis ziemlich dicht an den linksuferigen Leinpfad herantretenden Häuser und Gartenmauer-Anlagen des Dorfes Güls begrenzt

wird. Die auf beiden Ufern vorhandenen Leinpfade (auf dem rechten Ufer dient die genannte Provinzialstrafse dazu) mufsten unter die Brücke hindurchgeführt werden.

Die Höhenlage der Brücken-Fahrbahn war durch den Umstand bestimmt, dafs die Bahn im Dorfe Güls nahe der Brücke mehrere Strafsen mittelst Ueberführungen zu überschreiten hat. Durch die für diese Strafsen erforderliche Minimalhöhe wurde die Höhenlage der Schienen-Oberkante auf ein gröfseres Maafs erhöht, als auf der Brücke andernfalls erforderlich gewesen sein würde. Aus diesem Umstande erwuchs der Vortheil einer bedeutenden Constructionshöhe, und ist deshalb sowohl aus constructiven Gründen, als auch aus ästhetischen Rücksichten eine Bogenconstruction gewählt worden.

Bei Festsetzung der Lichtweite und des Durchflufsprofils kamen wesentlich die etwa $4\frac{1}{2}$ km unterhalb der Brückenbaustelle gelegenen Moselbrücken bei Coblenz in Betracht. Die erste derselben, im Jahre 1858 im Zuge der linksrheinischen Eisenbahn erbaut, hat 4 mit geraden Eisenträgern überspannte Oeffnungen von je $41,_{43}$ m Lichtweite und 6 gewölbte, $15,_{69}$ m weite Oeffnungen, bietet also im Ganzen rund 260 m lichte Oeffnung dar. Die andere, die etwa 200 m unterhalb der Rheinischen Brücke gelegene alte massive Strafsenbrücke über die Mosel hat 13 gröfsere gewölbte Oeffnungen von $15,_{56}$ bis $20,_{3}$ m Weite, ferner 2 kleinere Oeffnungen am linken Ufer von $8,_{8}$ bezw. $4,_{7}$ m Weite, und im Ganzen ein lichtes Profil von $245,_{6}$ m.

Die neue Eisenbahnbrücke bei Güls zeigt — normal zum Stromstrich gemessen — 3 grofse mit eisernen Bögen überspannte Oeffnungen von je 64 m und auf jedem Ufer eine gewölbte Oeffnung von 17 m Weite, hat mithin eine Gesammtlichtweite von 226 m. Wenn dieses Maafs auch um 34 m kleiner, als bei der Rheinischen und um $19,_{6}$ m kleiner, als bei der alten Moselbrücke ist, so wurde dasselbe doch aus dem Grunde für völlig ausreichend erachtet, weil die neue Brücke gegen 11 Pfeiler der Rheinischen und 15 der alten massiven Moselbrücke nur 6 Pfeiler enthält; es wurde angenommen, dafs die durch die bedeutende Pfeilerzahl bei den beiden älteren Brücken bedingte gröfsere Contraction des Wassers den Vortheil der etwas gröfseren Lichtweite vollständig aufheben und dafs die Gesammtweite von 226 m um so mehr ausreichen würde, als die neue Brücke keine Aenderungen in der Strömungsrichtung des Wassers und in der Anlage der Ufer bedingt, sondern sich der vorhandenen Ausbildung des Flusses genau anschliefst. Die gemachten Voraussetzungen haben bei dem mit gewaltigem Eisgang verbundenen bedeutenden Hochwasser im Januar 1880 ihre volle Bestätigung gefunden.

Von den beiden genannten, bei Coblenz liegenden Moselbrücken hat die der Moselmündung zunächst gelegene massive Brücke das geringste Durchflufsprofil, bei dessen Berechnung der Wasserstand von 1845 zu Grunde zu legen ist. Dieses Profil von rund 1823 qm kommt bei dem Vergleich mit dem Durchflufsprofil der neuen Brücke allein als maafsgebend in Betracht. Bei der grofsen Anzahl der in den Flufs eingebauten Pfeiler der alten Brücke ist bei diesem Bauwerk indessen eine starke, deutlich wahrnehmbare Contraction vorhanden, die nicht vernachlässigt werden kann. Es erscheint eher zu hoch als zu niedrig gerechnet, wenn von dem gesammten Querschnitt etwa $\frac{3}{4}$ als wirklich nutzbare Durchflufsöffnung angenommen werden. Unter dieser Voraussetzung reducirt sich das lichte Profil auf 1367 qm, und das nutzbare Profil der neuen Brücke, welches unter Zugrundelegung des 1845er Hochwassers insgesammt rund 1557 qm beträgt, erscheint dem gegenüber um so mehr ausreichend, als der Rückstau des Rheinstromes an der neuen Brücke von verschwindendem Einflufs gegenüber der alten Brücke ist, welche nur etwa 800 m oberhalb der Mündung der Mosel in den Rhein liegt.

Für die Schifffahrt gestaltet sich die Höhenlage der eisernen Bögen sehr günstig; in der Mitte der Brückenöffnungen ist eine um $4,_{6}$ m gröfsere Lichthöhe vorhanden, als bei der Rheinischen Brücke, und nur unmittelbar an den Pfeilern gehen die Bögen um etwa 2 m unter die bei der letzteren Brücke vorhandene Höhe hinab. Die mittlere Oeffnung überspannt gleichzeitig die tiefste Stromrinne und wird für die Thalfahrt benutzt, während die Bergfahrt sich in der Regel durch die linksseitige Oeffnung und nur bei sehr hohen Wasserständen durch die rechtsuferige Oeffnung bewegt.

Durch die militärischerseits gestellten Forderungen, dafs auf dem rechtsuferigen Pfeiler Wachträume und eiserne Thorverschlüsse zum Absperren der Brücke vorgesehen werden sollten, wurde die Anlage von Thürmen erforderlich, deren Dimensionen jedoch auf die thunlichst geringsten Maafse beschränkt worden sind.

B. Bauausführung.

Das Flufsbett der Mosel an der Brückenbaustelle wird durch einen sehr fest gelagerten, mit groben Geschieben untermischten Kies gebildet, welcher den darunter liegenden Felsboden in einer durchschnittlichen Stärke von 2 bis 3 m bedeckt. Der Felsboden liegt jedoch in sehr verschiedener Höhe. Während er am rechten Ufer zu Tage tritt, so dafs der Landpfeiler direct auf demselben fundirt werden konnte, fällt er nach dem linken Ufer hin mehr und mehr ab; nahe dem linken Ufer wurde er bei einer Bohrtiefe von etwa 10 m unter der Flufssohle nicht mehr gefunden. Die Stärke der Kieslage über dem Felsen betrug bei dem ersten — rechtsseitigen — Strompfeiler etwa $1,_{3}$ m, bei dem zweiten, dem linksseitigen 4 m. Hiernach mufste beim Fundiren der rechtsuferigen Hälfte der Brücke — der Widerlagspfeiler, des Landpfeilers und des ersten Strompfeilers — bis auf den Felsboden hinab gegangen werden, während die Pfeiler der linksuferigen Brückenhälfte auf Kiesboden stehen. Bei dem linksuferigen Strompfeiler ist der Felsboden unter dem Betonfundament des Pfeilers noch mit einer nahezu 3 m starken Kiesschicht bedeckt.

Hiernach war eine Fundirung der Pfeiler auf Beton angezeigt, welche sich verhältnifsmäfsig einfach und fast genau analog der Fundirung der Pfeiler der Rheinbrücke bei Coblenz gestaltete, auf welche bezüglich der einzelnen Arbeiten verwiesen werden mag. Dieselbe ist auf Blatt 53 dargestellt. Bei der Fundirung des rechtsuferigen Strompfeilers mufsten wegen der hohen Lage des Felsens Senkgerüste zu Hilfe genommen werden, während der linksuferige Strompfeiler und ebenso der Landpfeiler am linken Ufer in der üblichen Weise fundirt werden konnte. Die zur Verwendung gekommenen Materialien entsprechen den bei der Rheinbrücke benutzten: Beton aus Kleinschlag und Kies,

Flufssand, westfälischem Wasserkalk und Plaidter Trafs; Niedermendinger Basaltlava zu den Pfeilervorköpfen bis auf Hochwasserhöhe, sowie zu den Widerlagern der Bogenträger; rother Sandstein aus der bayerischen Pfalz zu den Vorköpfen über Hochwasser, zu den Gesimsen der Fluthöffnungen und zu den Gesimsen und Eckverkleidungen der Thürme; Thonschiefer- und Grauwacken-Bruchsteine zum Kernmauerwerk der Pfeiler; Ziegelsteine zu den Gewölben; Kohlensandstein von der Ruhr zur Verblendung des Bruchsteinmauerwerks, soweit solches nicht mit Werksteinen bekleidet wurde.

Zu dem Mörtel wurde ausschliefslich westfälischer Wasserkalk benutzt, welcher bei den Bauwerkstheilen unter Hochwasser und bei den Gewölben mit Trafs gemischt wurde. Die Verwendung von Cement beschränkte sich auf den Mörtel zum Fugen, zum Hintergiefsen der Widerlagsplatten und dergl. Die Materialien waren im Allgemeinen etwas theurer, als an der Rheinbrücke, weil die Kosten des Mehrtransports von Coblenz bis Güls auf dem Wasserwege bezw. Landwege hinzutraten.

Die Bereitung des Betons erfolgte in gleicher Weise wie an der Rheinbrücke mittelst einer Betontrommel, die von einer 6pferdigen Locomobile getrieben wurde. Letztere trieb aufserdem noch eine Mörtelmaschine nebst Pumpe. Die Beton- und Mörtelbereitungsanstalt (vgl. Bl. L im Text) war unmittelbar am linken Moselufer auf hochwasserfreiem Plateau angelegt, so dafs der fertige Beton etc. durch Rinnen direct in die am Ufer liegenden Nachen fliefsen konnte. Der Transport aus den Nachen in den Betontrichter geschah durch Schiebkarren, welche auf den an der Pfeilerrüstung liegenden Nachen beladen und auf Karrbahnen, die an den Rüstungen in einfachster Weise ausgekragt waren, auf das Arbeitsplateau bezw. in den Trichter hinauftransportirt wurden. Die Nachen konnten in Folge der bei den niedrigen Wasserständen meist geringen Strömung ohne Zuhilfenahme von Maschinen-Zugkraft durch Schiffsstaken zwischen Ufer und Pfeilerrüstung bewegt werden. Der Beton zu dem Landpfeiler am linken Ufer wurde von der Betontrommel direct zu dem Trichter verkarrt. Bezüglich der Betonversenkung, der Trichterconstruction u. s. w. wird auf die betreffenden Erläuterungen auf Seite 96 verwiesen und nur bemerkt, dafs der untere Theil des $0_{,7}$ à $0_{,7}$ m weiten Trichters in einer Höhe von 3 m sich nach unten hin um etwa $0_{,10}$ m erweiterte, um ein leichteres Ablaufen des Betons zu erreichen und ein Festsetzen desselben zu verhindern. Zu gleichem Zweck wurden die Nietköpfe innerhalb des Trichters sämmtlich versenkt, so dafs die Wände im Innern durchaus glatt waren. Diese Maafsregeln haben sich als sehr praktisch bewährt, und hat sich auch die mehrfach ausgesprochene Befürchtung, dafs die Qualität des Betons durch die Erweiterung des Trichters leiden möchte, weil beim Nachrutschen der Massen nahe den unteren Rändern hohle Stellen zwischen Beton und Trichterwänden entstehen könnten, in welche das Wasser alsdann eintreten und den Beton auswaschen würde, nicht bestätigt.

C. Montirung der Eisenconstruction.

Der eiserne Ueberbau der Moselbrücke ist wie derjenige der Rheinbrücke von der „Gutehoffnungshütte" in Oberhausen II geliefert und aufgestellt worden. Die Montirung erfolgte gleichfalls auf festen Gerüsten, welche neben den Pfeilern auf den noch vorhandenen Fundirungsgerüsten (Blatt 53), im Uebrigen auf eingerammten Pfählen, — in der rechtsuferigen Oeffnung, wo die Kiesschicht über dem Felsen nur $0_{,5}$ bis $1_{,0}$ m stark war, auf besonderen Senkgerüsten — ruhten. Wie aus Blatt 55 ersichtlich, stehen die Enden der eisernen Bögen auf den Widerlagsplatten stumpf auf, weshalb die Montirung bei dem Mangel einer jeden Regulirvorrichtung an den Widerlagern mit der peinlichsten Genauigkeit vorgenommen werden mufste. Der Gang der Operationen zum richtigen Verlegen des eisernen Ueberbaues, sowie zum Anbringen und Befestigen der Widerlagsplatten war in Kürze Folgender:

Nachdem die Eisenconstruction bis auf das mittlere Stück der oberen Gurtung zwischen den dem Knotenpunkt O zunächst liegenden Stöfsen, welches vorerst fortgelassen wurde (vgl. Blatt 55), vollständig fertig montirt war, wurden die Bogenträger, welche auf dem Montirungsgerüst auf Klotzlagern und Kopfwinden ruhten, genau eingerichtet, so dafs die obere Gurtung in richtiger Höhe horizontal lag. Dann wurden die Bogen-Widerlagsplatten an die Bogenenden angepafst und fixirt und hierauf die Bögen mittelst der Kopfwinden gleichmäfsig angehoben, so dafs zwischen jedem Bogenende und der Widerlagsplatte ein Zwischenraum von etwa 25 mm entstand. Nunmehr wurden die Widerlagsplatten aus der zuerst fixirten Lage um je 8 mm (normal zur Lage der Platte gemessen) in horizontaler Richtung gegen einander verschoben (wodurch sich mit Berücksichtigung einer später zwischen Bogenende und Platte gelegten 3 mm starken Kupferplatte eine Verkürzung der Spannweite von 24 mm ergab), und in dieser definitiven Lage wurden die Platten festgehalten und mit Cement hintergossen. Der Zwischenraum zwischen den Bogenenden und Platten betrug somit noch je 17 mm, und konnten sich die Bogenträger der Temperaturzunahme entsprechend ausdehnen, ohne auf die Widerlagsplatten und den noch weichen Cement zu drücken. Es mag hier bemerkt werden, dafs sich das erwähnte Vorschieben der Platten um 8 mm absolut genau nicht erreichen liefs, weil die dabei erforderlichen Bewegungen nur durch Hebeeisen bewirkt werden konnten und die Platten mit Holzkeilen auf dem Mauerwerk festzustellen waren; die gröfste vorgekommene Differenz betrug jedoch nur $0_{,5}$ mm.

Die beschriebenen Operationen erfolgten bei der als Beispiel gewählten Oeffnung bei ziemlich trübem Wetter und einer wenig veränderlichen Temperatur von durchschnittlich $+ 15^0$ C.

Nachdem dem Cement 8 Tage Zeit zum Erhärten gegeben worden, wurden die Bögen auf die Widerlagsplatten heruntergelassen, und es stellte sich als Resultat der Verkürzung der Spannweite eine Ueberhöhung der Bögen im Scheitel heraus, welche bei derselben Temperatur von $+ 15^0$ C. rund 30 mm betrug.

Das zuerst fortgelassene Mittelstück der oberen Gurtung wurde erst nach Verlauf von einigen Tagen eingepafst, gebohrt und vernietet, nachdem die Bögen während dieser Zeit dem Einflusse des Eigengewichts überlassen gewesen waren.

Die Endauflager der oberen Gurtung und der mittleren Schienenträger (Blatt 55 u. 56) blieben während der oben beschriebenen Operationen gänzlich frei.

Mit Rücksicht auf das nicht unbedeutende Heben und Senken, welches an den Enden der oberen Gurtungen in Folge der Temperaturausdehnungen der langen Verticalen stattfindet, — Bewegungen, welche durch die Formveränderungen, die der Bogen unter dem Einflusse der Temperatur erleidet, noch unterstützt werden — wurde es für nöthig erachtet, die kurzen Schienen über den beiden Strompfeilern auf besonderen Schienenträgern zu lagern, welche zwischen den Enden der oberen Gurtungen eingehängt sind. Die Construction dieser Schienenträger und ihre Verbindung mit den oberen Gurtungen ist auf Blatt 56 detaillirt dargestellt.

Belastungsproben. Während der Belastungsproben lag auf der Moselbrücke nur das linksseitige (südliche) Geleis, und geschah die erste Befahrung durch den Zug, mit welchem am selbigen Tage auch Lahn- und Rheinbrücke auf dem linksseitigen Geleise belastet wurden. Die Maschinen schoben den Zug von Osten nach Westen und war also bei Stellung der Achse 1 auf 0 der Oeffnung I ein Theil der Wagen des Zuges bereits über den Strompfeiler I hinaus, was für die etwaige Beurtheilung der Durchbiegungsresultate zu beachten bleibt.

Es wurde bei jeder Stellung des Zuges durch 3 Instrumente beobachtet:

1) der Bogenscheitel des belasteten Brückenfeldes auf der Geleiseseite (Bogen zu Berg);
2) der Bogenscheitel des belasteten Brückenfeldes auf der geleisfreien Seite (Bogen zu Thal),

und zwar erfolgten die Beobachtungen von den entsprechenden Pfeilerköpfen des östlich vom belasteten Felde liegenden Pfeilers;

3) der Bogenscheitel des westlich zunächst liegenden Brückenfeldes auf der Geleiseseite.

Die Visirtafeln der ersten Oeffnung sind benannt B I, die der zweiten und dritten Oeffnung B II und B III und unterscheiden sich nach Berg- und Thalseite. — Die Distanz der Instrumente I, II und III von den beobachteten Tafeln betrug 35 m. Es bedingt bei dieser Entfernung die Verschiebung der Libellenmitte um x Striche bei den verschiedenen Instrumenten folgende Hebung resp. Senkung der Visur:

bei	Instrument I	Instrument II	Instrument III
Verschiebung =	mm	mm	mm
1/2 Strich	0,7	0,75	3,15
1 „	1,4	1,49	6,30
1 1/2 „	2,0	2,23	9,00
2 „	2,6	2,97	11,60
2 1/2 „	3,1	3,71	13,80
3 „	3,7	4,45	16,00
3 1/2 „	4,3	5,19	Die Strichtheilung
4 „	4,8	5,94	d. Libelle war grofs,
4 1/2 „	5,4	6,68	daher die Ablesung
5 „	6,0	7,42	ungenau.

Um bei den Ablesungen Irrthümer zu vermeiden, war das obere nach der Bahnaxe gekehrte Viertel der roth und schwarz karrirten Visirscheiben dunkel umrahmt.

Senkungen wurden positiv, Hebungen negativ, Seitenausbiegungen von der Bahnaxe weg positiv, nach der Bahnaxe hin negativ notirt.

Die Ergebnisse sind in der auf Seite 577/78 folgenden Tabelle eingetragen.

Danach haben die Durchbiegungen des Bogens an der Geleiseseite bei ruhender Last nicht mehr als 24 mm betragen, welche bei Bogen III beinahe erreicht wurden. Bei Belastung mit 4 schnellfahrenden Locomotiven sind bei Bogen II 30 mm beobachtet worden.

Die Beobachtungen der Seitenausbiegung geben nicht die Ausbiegung der Bogenscheitel, sondern die seitliche Ausbiegung der Tafeln, sie sind durch einseitige Belastung und die ungleichmäfsige Einsenkung der Bögen stark beeinflufst.

Beträgt die Differenz der Senkungen der Bogenscheitel zu Berg und zu Thal Δd, so wird die dadurch hervorgerufene seitliche Ausbiegung der Tafel am Geleise

$$= \frac{2,_3}{5} \Delta d = 0,_{46} \Delta d.$$

Ein Theil dieser Gröfse wird durch die Aufbiegung des Consols bei Belastung des Querträgers wieder aufgehoben, so dafs ohne genauere Rechnung die Beobachtungen keinen Schlufs auf wirkliche seitliche Bewegungen des Bogenscheitels zulassen.

Bei Beobachtung 7 ist $\Delta d = 22,_4 - 4 = 18,_4$, die Ausbiegung $= 10$, also $= 0,_{54} d$, so dafs für die wirkliche Ausbiegung etwa $0,_{08} \Delta d$, also $1,_5$ mm übrig bleiben.

Wegen des bedeutenden Umfanges der auszuführenden Rechnungen ist nicht versucht worden, die Uebereinstimmung der beobachteten Durchbiegungen mit den aus der Rechnung sich ergebenden nachzuweisen.

Zur Vergleichung möge hier angeführt werden, dafs wenn die Last des Zuges als gleichmäfsig vertheilte Last von 3 t pro m allein auf die untere parabolische Gurtung wirkte, der Bogen eine Spannung von durchschnittlich $\frac{290}{2,_2} \cdot 3 =$ rot. 400 kg pro qcm aushalten würde (ohne Eigengewicht, cfr. Einwirkung des Eigengewichts) und dafs diese Last für den Bogenscheitel eine Senkung von

$$s = \tfrac{3}{4} \frac{\delta l^2}{f} \left[1 + \tfrac{2}{3} \left(\frac{f^2}{l}\right)\right]$$

bewirken würde (cfr. Ritter, Dach- und Brückenconstruction §. 45).

Es wird hier $\delta = \frac{0,_{400}}{2000}$; $l = 32,_8$; $f = 7$; daher

$$s = \tfrac{3}{4} \frac{0,_4 \cdot 32,_8{}^2}{2000 \cdot 7} \left[1 + \tfrac{2}{3} \left(\frac{7,_{00}{}^2}{32,_8}\right)\right]$$

$$= \frac{322}{14000} \cdot 1,_{0304} = 0,_{0237},$$

oder rot. 24 mm, was beinahe genau mit den Beobachtungen stimmt.

D. Baukosten.

Die Gesammt-Baukosten der Moselbrücke einschliefslich der zur Correction der Flufssohle an der Brückenbaustelle erforderlichen Baggerarbeiten belaufen sich auf rt. 695000 ℳ.

Moselbrücke der Staatsbahn bei Güls.

Beton- und Mörtelbereitungs-Anstalt.

Querschnitt ab.

Ansicht.

Querschnitt cd.

Rampe 1:12

Mittelwasser + 1,5.

± 0 B.P. = 61,2 A.P.

Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 5.

Fig. 6.

Fig. 7.

Fig. 8.

Pfeilerachse

Druck pro qcm

10 Kilo zu den Drucktrapezen.

Lde. Nr. d. Operat.	Belastungsart angegeben durch die Stellung der ersten Lastachse	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht vorn (nach d. Tafel zu) auf Strich	hinten	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht vorn auf Strich	hinten	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht vorn auf Strich	hinten	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm
	Beobachtendes Instrument		Instrum. I a. d. östl. Landpf. zu Berg					Instr. II auf d. östl. Landpf. zu Thal					Instrum. III auf Strompf. I zu Berg			
			15	17	+17	+ 8		13	13	+ 3	− 8		10,5	11,5	+ 3	− 8
			Abweichung		+ 4										+ 3,1	
1	Zugspitze in 0 I . .	B I	+ 1 Strich		+18,4		B I					B II	+ ½ Strich		+ 6,1	
			16	17	+22	+10		13,5	12,5	+ 3	−10		11	11	+ 8	− 7
					0,7					− 0,75					+ 8	
2	„ „ ¼ I. . .	B I	+ ½ Strich		22,7		B I	− ½ Strich		+ 2,25		B II	12,5	9,5	+19	− 4
			16,5	16,5	+13	+ 8				+ 2	− 8				− 9 Corr.	
					13			13,5	12.5	+ 0,75			− 1,5 Strich		+10	
3	„ „ ½ I. . .	B I	16,5	16,5	0	+ 2	B I	− ½ Strich		+ 1,25		B II	12	10	+22	− 3
								13	13	0	− 1				− 6,3	
4	„ „ ¾ I. . .	B I					B I					B II	− 1 Strich		+ 15,7	
	Zug fährt nach O. hin ab															
			14	19	− 2	+ 3							11,5	10,5	+ 4	− 7
					+ 3,1			13	13	0	0				− 3,1	
5	Oeffnung I leer . . .	B I	+ 2,5 Strich		+ 1,1		B I					B II	− ½ Strich		+ 0,9	
			Instrument I auf Strompf. I zu Berg					Instrument II auf Strompf. I zu Thal					Instrum. III auf Strompf. II zu Berg			
			17,5	15,5	+19	+ 6		14	12	+ 5	− 5		10	12	− 5	0
					− 1,4					− 1,5					+ 6,3	
6	Zugspitze in 0 II . . .	B II	− 1 Strich		17,6		B II	− 1 Strich		+ 3,5		BIII	+ 1 Strich		+ 1,3	
			18,5	14,5	+25	+10		15	11	+ 7	− 8		10	12	0	+ 2
					− 2,6					− 3					+ 6,3	
7	„ „ ¼ II . .	B II	− 2 Strich		22,4		B II	− 2 Strich		+ 4		BIII	+ 1 Strich		+ 6,3	
			18,5	14,5	+16	+ 8		15	11	+ 3	− 4		10,5	11,5	+11	
					− 2,6					− 3					+ 3,1	+ 4
8	„ „ ½ II . .	B II	− 2 Strich		+13,4		B II	− 2 Strich		0		BIII	+ ½ Strich		+14,1	
			18	15	+ 1	2		14	12	0	− 2		11	11	+17	
					− 2					− 1,5		BIII			+17	+ 4
9	„ „ ¾ II . .	B II	− 1,5 Strich		− 1		B II	− 1 Strich		− 1,5						
	Zug fährt nach W. hin ab															
			18	15	+ 1	?		13,5	12,5	0	0		11	11	0	− 1
					− 2					− 0,75		BIII				
10	Oeffnung II leer . . .	B II	− 1,5 Strich		− 1		B II	− ½ Strich		− 0,75						
			Instrum. III auf Strompf. II zu Berg					Instrum. II auf Strompf. II zu Thal					Instrum. I auf Strompf. I zu Berg			
			11	11	+ 3	0		13	13	0	0	B II	16,5	16,5	—	—
11	Zugspitze in ¾ III . .	BIII			+17	+ 4	B III									
			11,5	10,5	− 3,1			15	11	+ 5	− 5		16,5	16,5	—	—
					+13,9					− 3		B II				
12	„ „ ½ III . .	BIII	− ½ Strich		+30	+ 9	B III	− 2 Strich		+ 2						
			12	10	− 6,3			16	10	+ 8	− 9		16,5	16,5	+ 1	—
13	„ „ ¾ III . .	BIII			+23,7					− 4,45		B II				
			− 1 Strich		+26	+ 7	B III	− 3 Strich		+ 3,55						
			12	10	− 6,3			16	10	+ 8	− 7		16,5	16,5	+ 1	—
14	„ „ 0 III . .	BIII	− 1 Strich		+19,7					− 4,45		B II				
							B III	− 3 Strich		+ 3,55						
	Zug fährt nach W. ab															
			12	10	+30	+ 9	Oeffn.	13	13	0	0					
					− 6,3		leer	12,5	13,5	+ 9	− 8					
15	Schnellfahrt d. Zuges über die ganze Brücke	BIII	− 1 Strich		+23,7					+ 0,75		B II			+20	+ 6
			12	10	+32	+ 9	B III	+ ½ Strich		+ 9,75						
16	Schnellf. mit 4 Locomot.				− 6,3			14	12	+15	−10					
	von Ost nach West. . .	BIII	− 1 Strich		+25,7					− 1,5		B II			+25	+15
			12	10	+32	+ 8	B III	− 1 Strich		13,5						
					− 6,3			13	13	+12	−10 bis				+28	+12*
17	Schnellf. do. v. W. nach O.	BIII	− 1 Strich		+25,7					+12	−12	B II				
													15	18	+26	+12
															+ 2	
18	Schnellf. von O. nach W.											B II	+ 1,5 Strich		+28	
													15	18	+28	+12*
															+ 2	
19	Schnellf. von W. nach O.											B II	+ 1,5 Strich		+30	

*) Bogen III hob sich um 3 mm.

Mit der Bauausführung konnte erst im April 1877 begonnen werden, doch gelang es, die Arbeiten so zu beschleunigen, daſs die Brücke einschlieſslich des eisernen Ueberbaues bereits Ende September 1878 bis auf geringfügige Arbeiten, als Geländer u. dgl., fertiggestellt war und Anfangs October mit Zügen (Arbeitszügen) befahren werden konnte.

E. Statische Berechnung der Pfeiler und des Gewölbes.

(Hierzu Zeichnungen auf Blatt L im Text.)

I. Strompfeiler.

Das specifische Gewicht der aus Bruchstein-Mauerwerk mit Betonfundamenten bestehenden Pfeiler beträgt durchschnittlich $2_{,3}$.

Die mobile Last oberhalb der Pfeiler wird durch eine gleichmäfsig vertheilte Mehrhöhe von $0,_6$ m repräsentirt.

Die Berechnung erfolgt pro 1 m Tiefe der $8,_1$ m breiten Fahrbahn und zwar in einem Längenschnitt parallel zur Bahnmittellinie. Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe wird auf die Fahrbahnbreite von $8,_1$ m gleichmäfsig vertheilt gedacht. Dasselbe beträgt nach specieller Berechnung für einen Pfeiler von der Fundamentsohle bis zur Oberkante des Bauwerks rund 1350 t, so dafs pro 1 m ein Vorkopfgewicht wirkt von

$$G = \frac{1350}{8,_1} = \text{rot. } 167 \text{ t.*)}$$

Für die Berechnung des durch die beiden Bogenträger des eisernen Ueberbaues verursachten Horizontal- und Verticaldrucks ist die mobile Last $\pi = 4,_4$ t pro lfd. m Bogenträger bezw. Geleis angenommen, während das Eigengewicht p nach der wirklichen Ausführung, einschliefslich Geländer, Bogenbelag u. s. w., $2,_0$ t (genau $1,_{971}$ t) beträgt.

Die Spannweite für die Eisenconstruction ist $65,_6$ m, die Bohlenhöhe rund $7,_4$ m. Alsdann ist pro Bogenträger

die Horizontalkraft

$$Hp = \frac{2,_0 \cdot 65,_6{}^2}{7,_4 \cdot 8} = 145 \text{ t}$$

$$Hp + \pi = \frac{6,_4 \cdot 65,_6{}^2}{7,_4 \cdot 8} = 465 \text{ t}$$

die Verticalkraft

$$Vp = \frac{65,_6}{2} \cdot 2,_0 = 65,_6 \text{ t}$$

$$Vp + \pi = \frac{65,_6}{2} \cdot 6,_4 = 210,_0 \text{ t.}$$

Demnach beträgt pro 1 m Tiefe der halben Fahrbahnbreite

1. $$Hp = \frac{145}{4,_{05}} = 35,_8 \text{ t}$$
2. $$Hp + \pi = \frac{465}{4,_{05}} = 115,_0 \text{ t}$$
3. $$Vp = \frac{65,_6}{4,_{05}} = 16,_2 \text{ t}$$
4. $$Vp + \pi = \frac{210}{4,_{05}} = 51,_8 \text{ t.}$$

Im Nachstehenenden wird die **Maximalbeanspruchung des Baugrundes** in der Fundamentsohle für folgende 3 Fälle untersucht:

a) Beide Oeffnungen sind belastet;

b) die rechtsseitige Oeffnung ist belastet, die linksseitige unbelastet;

c) die rechtsseitige Eisenconstruction fehlt, die linksseitige ist unbelastet —

und für den hieraus ersichtlichen ungünstigsten Belastungsfall wird festgestellt:

d) die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatz.

a. Beide Oeffnungen sind belastet.

Mit Berücksichtigung des oben berechneten Vorkopfgewichts G und der Verticalkräfte $Vp + \pi$ beträgt der Druck auf die Fundamentsohle (vgl. Fig. 1 auf Bl. L):

$$R = 4,_5 \cdot 8,_2 \cdot 2,_3 + \frac{5,_4 + 6,_{05}}{2} \cdot 6,_7 \cdot 2,_3 + 7 \cdot 1,_5 \cdot 2,_3 + 10,_{66} \cdot 2,_5 \cdot 2,_3 + 167,_0 + 2 \cdot 51,_8$$

$$= 84,_8 + 88,_1 + 24,_2 + 61,_1 + 167,_0 + 103,_6$$

$$R = 528,_8 \text{ t.}$$

Dieser pro 1 m Tiefe der $8,_1$ m breiten Fahrbahn berechnete Druck vertheilt sich in dem rot. $19,_3$ m ausgedehnten Fundament auf einen Streifen, dessen Tiefe $= \frac{19,_3}{8,_1}$. Demnach ist der aus obigem Gewicht sich ergebende Druck pro Quadrateinheit mit dem Coefficienten $\frac{8,_1}{19,_3} = 0,_{42}$ zu multipliciren, und es ergiebt sich in der gleichmäfsig belasteten Fundamentsohle eine Beanspruchung

$$K = 0,_{42} \cdot \frac{528,_8}{10,_{66}} = 20,_8 \text{ t pro qm} = 2,_1 \text{ kg pro qcm.}$$

b. Die rechtsseitige Oeffnung ist belastet, die linksseitige unbelastet.

Der Druck auf den Baugrund beträgt:

$$R = 84,_8 + 88,_1 + 24,_2 + 61,_1 + 167,_0 + 16,_2 + 51,_8$$

$$= 493,_2 \text{ t.}$$

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Axe des Pfeilers ergiebt sich aus nachstehender Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt 0 als Drehpunkt.

$$Rx - (115,_0 - 35,_8) \cdot 10,_2 + (51,_8 - 16,_2) \cdot 2,_{45} = 0,$$

woraus

$$x = \frac{808 - 87}{493,_2} = 1,_{46} \text{ m,}$$

und der Abstand von der äufseren Fundamentkante ist:

$$a = 5,_{33} - 1,_{46} = 3,_{87} \text{ m.}$$

Die Vertheilung des Druckes erfolgt nach einem Trapez, dessen Inhalt gleich der Kraft R ist, welche durch den Schwerpunkt des Trapezes geht.

Bezeichnet man die Beanspruchung in den Kanten pro Quadrateinheit mit K_{max} und K_{min}, den Abstand des Durchgangspunktes der Druckmittellinien von der meist beanspruchten Kante (bezw. den Abstand des Schwerpunktes) mit a und die Breite der gedrückten Fläche mit b, so ist (vgl. Fig. a)

$$a = \frac{b}{3} \cdot \frac{K_{max} + 2 K_{min}}{K_{max} + K_{min}};$$

ferner

$$R = \frac{K_{max} + K_{min}}{2} \cdot b.$$

Die Auflösung dieser Gleichung nach den Unbekannten K_{max} und K_{min} ergiebt

5) $$K_{max} = \frac{2R}{b}\left(2 - 3\frac{a}{b}\right),$$

6) $$K_{min} = \frac{2R}{b} - K_{max}.$$

Für $a = \frac{b}{3}$ vertheilt sich der Druck nach einem Dreieck (Figur b); es wird $K_{min} = 0$ und

7) $$K_{max} = \frac{2R}{b}.$$

Im vorliegenden Falle ist mit Berücksichtigung des Coefficienten $0,_{42}$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 0,_{42} \frac{2 \cdot 493,_2}{10,_{66}} \left(2 - 3 \cdot \frac{3,_{87}}{10,_{68}}\right) = 35,_3 \text{ t pro qm}$$

$$= 3,_5 \text{ kg pro qcm.}$$

$$K_{min} = 35 \text{ t pro qm} = 0,_3 \text{ kg pro qcm.}$$

*) Sämmtliche Ausrechnungen sind mit dem Rechenschieber ausgeführt.

c. Die rechtsseitige Eisenconstruction fehlt, die linksseitige ist unbelastet.

Die Durchführung einer der vorigen analogen Berechnung ergiebt den Druck auf den Baugrund

$$R = 441{,}_4 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinien von der Pfeileraxe ist

$$x = 0{,}_{74} \text{ m,}$$

daher der Abstand

$$a = 5{,}_{33} - 0{,}_{74} = 4{,}_{59} \text{ m}$$

und es wird mit Berücksichtigung des Coefficienten $0{,}_{42}$ die Beanspruchung in den Kanten nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 24{,}_7 \text{ t pro qm} = 2{,}_5 \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 10{,}_1 \text{ t pro qm} = 1{,}_0 \text{ kg pro qcm.}$$

d. Die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatz

wird, wie sich aus den vorhergehenden Untersuchungen ergiebt, für den unter 6) vorausgesetzten Belastungsfall am ungünstigsten, wenn nämlich die rechtsseitige Oeffnung voll belastet, die linksseitige unbelastet ist. Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe über dem oberen Fundamentabsatz beträgt nach specieller Berechnung 560 t oder pro 1 m Tiefe der $8{,}_1$ m breiten Fahrbahn rot.

$$G = \frac{560}{8{,}_1} = 69{,}_1 \text{ t.}$$

Führt man die Berechnung analog der unter b. enthaltenen durch, so ergiebt sich für den vorliegenden Fall der Druck auf den oberen Absatz (vgl. Figur 1 Blatt L)

$$R = 310 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Pfeileraxe ist

$$x = 1{,}_{30} \text{ m und der Abstand}$$
$$a = 3{,}_{03} - 1{,}_{30} = 1{,}_{73} \text{ m.}$$

An der Uebertragung des Druckes participiren die beiderseitigen Vorköpfe, welche um $\frac{6{,}_{05}}{2} =$ rot. 3 m über die $8{,}_1$ m breite Fahrbahn vorspringen.

Die Länge l_0 desjenigen Rechtecks, welche für die mit Halbkreisen versehene Fläche substituirt werden kann, ergiebt sich aus der Gleichstellung der Trägheitsmomente der betreffenden Flächen. Es soll also sein (vgl. Fig. 2 auf Bl. L)

$$\frac{l_0 (2r)^3}{12} = \frac{l(2r)^3}{12} + \frac{\pi r^4}{4}, \text{ woraus nahezu}$$

$$8) \quad l_0 = l + 1{,}_2 r = l + 0{,}_6 r + 0{,}_6 r,$$

d. h. bei Berechnung der Druckvertheilung durch die halbkreisförmigen Vorköpfe kann für jeden Halbkreis ein Rechteck substituirt werden, dessen Breite $2r$ und dessen Länge $0{,}_6 r$ ist.

Demnach ist der aus obiger Berechnung (pro 1 m Tiefe der $8{,}_1$ m breiten Fahrbahn) resultirende Druck pro Quadrateinheit zu multipliciren mit dem Coefficienten

$$\frac{8{,}_1}{8{,}_1 + 2 \cdot 0{,}_6 \cdot 3} = \frac{8{,}_1}{11{,}_7} = 0{,}_{69},$$

und es ergiebt sich somit nach Gleichung 7)

$$K_{max} = 0{,}_{69} \cdot \frac{2 \cdot 3{,}_{10}}{3 \cdot 1{,}_{73}} = 82{,}_3 \text{ t pro qm} = 8{,}_2 \text{ kg pro qcm.}$$

II. Gewölbe.

Die Form des Gewölbes in dem Längenschnitt parallel zur Bahnmittellinie ist elliptisch; dieselbe wird jedoch wegen der sehr geringen Abweichung vom Kreisbogen bei der Berechnung als Kreisbogen behandelt (vgl. Fig. 4 und 7 auf Blatt L).

Das specifische Gewicht des oberhalb der gewölbten Oeffnung vorhandenen Materials (Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk und Hinterfüllungsmaterial) beträgt durchschnittlich $1{,}_7$. — Die mobile Last wird, wie bei den Pfeilern und Widerlagern durch eine Mehrhöhe von $0{,}_6$ m repräsentirt.

Die Spannweite, in der Bahnaxe gemessen, ist	$W = 17{,}_{26}$	m
Pfeilhöhe	$f = 4{,}_{80}$	„
Radius	$r = 16{,}_{16}$	„
Radius für die Mitte des Gewölbes	$\varrho = 10{,}_{55}$	„
Gewölbestärke	$c = 0{,}_{77}$	m
Abdeckschichten	$= 0{,}_{13}$	„
Kiesschüttung bis S. U. K	$= 0{,}_{60}$	„
Sa.	$1{,}_{50}$	m
Lasthöhe im Scheitel (ausschl. der mobilen Last	$1{,}_{50}$	m
Lasthöhe (einschl. der mobilen Last)	$2{,}_{10}$	„

Der Horizontalschub pro 1 m Tiefe bei voller Belastung beider Gewölbehälften ist nahezu

$$9) \quad H = \varrho \cdot z_0 \cdot \gamma = 10{,}_{55} \cdot 2{,}_1 \cdot 1{,}_7 = 37{,}_7 \text{ t.}$$

Die Beanspruchung des Materials im Scheitel ist demnach in diesem Falle

$$K = \frac{37{,}_7}{0{,}_{77}} = 48{,}_8 \text{ t pro qm} = 4{,}_9 \text{ kg pro qcm.}$$

Das Gewölbe ist nach den Widerlagern hin der Zunahme der Tangentialkraft entsprechend verstärkt und diese Verstärkung mit Rücksicht auf die praktische Ausführung in Absätzen hergestellt worden.

Fehlt die mobile Last, so ist der Horizontalschub

$$10) \quad H_1 = 10{,}_{55} \cdot 1{,}_5 \cdot 1{,}_7 = 26{,}_9 \text{ t und es wird}$$
$$K = \frac{26{,}_9}{0{,}_{77}} = 35 \text{ t pro qm} = 3{,}_5 \text{ kg pro qm.}$$

Ist nur die eine Gewölbehälfte voll belastet, so wird der Horizontalschub nahezu

$$11) \quad H_2 = 10{,}_{55} \cdot \frac{2{,}_1 + 1{,}_5}{2} \cdot 1{,}_{70} = 32{,}_3 \text{ t.}$$

Untersucht man die Anstrengung des Materials für diesen Fall der schiefen Belastung nach der von J. W. Schwedler für flache Gewölbe angegebenen Methode (Zeitschrift für Bauwesen, 1868, S. 468), so ergiebt sich, dafs die Maximalanstrengung des Materials im Scheitel sich zusammensetzt aus der Beanspruchung durch den hierbei enstehenden Horizontalschub H_2 und aus der Beanspruchung durch das Biegungsmoment $M = q\frac{w^2}{64}$, worin w die Spannweite $= 17{,}_{26}$ m und q die mobile Last pro qm ist; hier also

$$q = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}_6 \cdot 1{,}_7 = \text{rot. } 1 \text{ t.}$$

Demnach ist die Maximalanstrengung

$$K_{max} = \frac{H_2}{0{,}_{77}} + \frac{M}{\frac{J}{a}}.$$

Fig. c.

Es ist $\quad M = q\frac{w^2}{64} = \frac{1 \cdot 17{,}_{26}{}^2}{64} = 4{,}_{65}$ Metertonnen,

$$\frac{J}{a} = \frac{1 \cdot c^2}{6} = \frac{0{,}_{77}{}^2}{6} = \frac{0{,}_{5929}}{6} = \text{rot. } 0{,}_1.$$

Daher ist

$$K_{max} = \frac{33{,}_2}{0{,}_{77}} + \frac{4{,}_{65}}{0{,}_1} = 43{,}_1 + 46{,}_5 = 89{,}_6 \text{ t pro qm}$$
$$= 9{,}_0 \text{ kg pro qcm.}$$

Diese für den ungünstigsten Belastungsfall eintretende Maximalpressung erscheint bei dem zur Verwendung gekommenen Ziegelmaterial zulässig.

Die Ausführung des Gewölbes ist in gutem Trafsmörtel erfolgt.

III. Westlicher Landpfeiler.

Das specifische Gewicht des Landpfeilers von der Fundamentsohle bis zur Schienen-Unterkante beträgt nach Verhältnifs der vorhandenen Materialien (Beton, Bruchsteinmauerwerk und Hinterfüllungsmaterial) im Durchschnitt $2,_3$.

Es soll der Maximaldruck auf den Baugrund für folgende Belastungsfälle untersucht werden.

a) Gewölbe und Eisenconstruction sind belastet,
b) Gewölbe unbelastet, Eisenconstruction belastet,
c) Gewölbe unbelastet, Eisenconstruction fehlt.

Alsdann ist für den hieraus ersichtlichen ungünstigsten Belastungsfall die Maximalbeanspruchung des Mauerwerks in dem meist gefährdeten Querschnitt, im obersten Fundamentabsatz festzustellen.

Die Berechnung erfolgt pro 1 m Tiefe des $8,_1$ m breiten Gewölbes.

Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe beträgt nach specieller Ermittelung 1500 t, so dafs pro 1 m Tiefe ein Vorkopfgewicht wirkt von

$$G = \frac{1500}{8,_1} = 185 \text{ t},$$

welches in der Mitte der Vorkopfe rot. $12,_9$ m von der Mittellinie des Gewölbes entfernt angreift.

Für die Berechnung ist die Form des Pfeilerquerschnitts auf ein entsprechendes Rechteck reducirt, dessen Breite rot. $8,_0$ m beträgt und dessen Schwerpunkt $12,_2$ m von der Gewölbeaxe entfernt ist.

Die aus dem eisernen Ueberbau resultirenden Horizontal- und Verticalkräfte sind in den Gleichungen 1) bis 4) angegeben.

a. Gewölbe und Eisenconstruction sind belastet.

Der Druck in der Fundamentsohle beträgt (vgl. Fig. 3 auf Blatt L)

$$R = 8,_{63} \cdot 2,_1 \cdot 1,_7 + \frac{8,_{63} \cdot 4,_8}{3} \cdot 1,_7 + 8 \cdot 18,_1 \cdot 2,_3 + 185,_0 + 51,_8$$

$$= 30,_8 + 23,_5 + 333,_0 + 185,_0 + 51,_8 = 624,_1 \text{ t}.$$

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Gewölbeaxe ergiebt sich aus folgender Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt 0 als Drehpunkt:

$$37,_7 \cdot 16,_4 + 30,_8 \cdot 4,_{32} + 23,_5 \cdot 6 + 333 \cdot 12,_2 + 185 \cdot 12,_9 + 51,_8 \cdot 15,_8 - 115 \cdot 9,_4 - Rx = 0,$$

woraus

$$x = \frac{7082}{624,_1} = 11,_{35} \text{ m}.$$

Der Abstand von der inneren Fundamentkante ist hiernach:

$$a = 11,_{35} - 7,_{13} = 4,_{22} \text{ m}.$$

Die Ausdehnung des Fundaments in der Tiefe beträgt $17,_3$ m, so dafs der aus obiger Berechnung resultirende Druck pro Quadrateinheit mit dem Coefficienten $\frac{8,_1}{17,_3}$ = rot. $0,_{47}$ zu multipliciren ist. Mit Berücksichtigung dieses Coefficienten ist nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 0,_{47} \cdot \frac{2 \cdot 624,_1}{9,_{44}}\left(2 - 3\frac{4,_{22}}{9,_{44}}\right) = 41,_0 \text{ t pro qm}$$
$$= 4,_1 \text{ kg pro qcm}.$$

$$K_{min} = 0,_{47} \cdot \frac{2 \cdot 624,_1}{9,_{44}} - 41,_0 = 21,_1 \text{ t pro qm}$$
$$= 2,_1 \text{ kg pro qcm}.$$

b. Das Gewölbe ist unbelastet, die Eisenconstruction einschl. Pfeiler belastet.

Die Durchführung einer der vorigen analogen Berechnung ergiebt für diesen Belastungsfall den Druck auf die Fundamentsohle (vgl. Fig. 3 auf Blatt L)

$$R = 615,_3 \text{ t}.$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druck-Mittellinie vom Punkte 0

$x = 11,_{16}$, woraus der Abstand

$$a = 11,_{16} - 7,_{13} = 4,_{03} \text{ m}.$$

Alsdann ergiebt sich die Beanspruchung in den Fundamentkanten mit Berücksichtigung des obigen Coefficienten $0,_{47}$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 44,_1 \text{ t pro qm} = 4,_4 \text{ kg pro qcm}.$$
$$K_{min} = 17,_2 \text{ t pro qm} = 1,_7 \text{ kg pro qcm}.$$

c. Das Gewölbe ist unbelastet, die Eisenconstruction fehlt.

Das Gewicht des Pfeilers ist ohne mobile Last einzuführen. Alsdann ist der Druck auf den Baugrund

$$R = 552,_5 \text{ t}$$

und die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie

$$x = 12,_{64} \text{ m}.$$

Der Abstand von der äufseren Fundamentkante ist

$$a = 16,_{57} - 12,_{64} = 3,_{93} \text{ m}.$$

Demnach wird die Beanspruchung in den Kanten unter Berücksichtigung des Coefficienten $0,_{47}$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 41,_2 \text{ t pro qm} = 4,_1 \text{ kg pro qcm}.$$
$$K_{min} = 13,_9 \text{ t pro qm} = 1,_4 \text{ kg pro qcm}.$$

d. Die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatze

wird für den unter b. vorausgesetzten Belastungsfall am ungünstigsten, wenn nämlich das Gewölbe unbelastet, die Eisenconstruction nebst Pfeiler dagegen voll belastet ist.

Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe oberhalb dieses Absatzes (Ordinate $+ 3,_5$) beträgt nach Berechnung 648 t oder pro 1 m Tiefe des $8,_1$ m breiten Gewölbes

$$G = \frac{648}{8,_1} = 80 \text{ t}$$

welche in einem Abstand = $12,_9$ m von der Gewölbeaxe angreifen.

Die Form des Pfeilers ist auf ein Rechteck von der Breite $7,_2$ m reducirt und dessen Gewicht pro 1 m Tiefe (vgl. Fig. 4 auf Blatt L) ist $7,_2 \cdot 12,_7 \cdot 2,_3 = 210$ t.

Der Druck auf den Fundamentabsatz beträgt nach ausgeführter Rechnung $R = 387,_3$ t.

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie ist $x = 11,_{60}$ m und der Abstand

$$a = 11,_{60} - 8,_{63} \text{ m} = 2,_{97} \text{ m}.$$

An der Uebertragung des Drucks participiren die beiden Vorköpfe, welche nahezu um $3,_{34}$ m über die $8,_1$ m breite Fahrbahn vorspringen. Dieselben nehmen jedoch nicht

die ganze Pfeilerbreite ein, sondern treten an der meist beanspruchten Kante um ca. $0,_9$ m zurück.

Es sollen deshalb der Berechnung des für die Halbkreise zu substituirenden Rechtecks solche Halbkreise zu Grunde gelegt werden, welche um $0,_9$ m von den Kanten der Pfeiler zurücktreten und symmetrisch zur Pfeileraxe liegen. Der Radius derselben ist rot. 3 m.

Alsdann ergiebt sich die Länge l_0 desjenigen Rechtecks, welches für die mit Vorköpfen versehene Fläche substituirt werden kann, aus der Gleichstellung der Trägheitsmomente für die bezüglichen Flächen.

Es mufs sein (vgl. Fig. 5 auf Blatt L)

$$l_0 \cdot \frac{7,_7{}^3}{12} = l \cdot \frac{7,_7{}^3}{12} + \frac{\pi r^4}{4}, \text{ woraus}$$

12) $$l_0 = l + 1,_{67} = 8,_1 + 1,_{67} = 9,_{77} \text{ m.}$$

Demnach ist die aus obiger Rechnung resultirende Beanspruchung K pro Quadrateinheit zu multipliciren mit dem Coefficienten $\frac{8,^1}{9,_{77}} = 0,_{83}$, und es ergiebt sich mit Bezug hierauf nach den Gleichungen 5) und 6)

$$K_{max} = 70,_3 \text{ t pro qm} = 7,_0 \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 13,_9 \text{ t pro qm} = 1,_4 \text{ kg pro qcm.}$$

IV. Westlicher Widerlagspfeiler.

Das specifische Gewicht des Widerlags-Pfeilers incl. der über demselben vorhandenen Schüttung beträgt nach Verhältnifs der betreffenden Materialmassen durchschnittlich $2,_2$.

1) Die Stärke des Widerlagers in Kämpferhöhe bestimmt sich aus der Bedingung, dafs ein Abschieben der auf dieser Schicht lastenden Mauerwerksmasse G durch die Horizontalkraft H_3 nicht stattfinden darf. Die Gefahr ist am gröfsten bei noch ziemlich frischem Zustande des Mörtels nach dem Ausrüsten des Gewölbes.

Bezeichnet μ den Reibungscoefficienten in der Kämpferfuge, so ist $\mu = \frac{\text{Horizontalschub}}{\text{Gewicht des Mauerkörpers}}$

Es ist aber (vgl. Fig. 7 auf Blatt L)

$H_3 = 10,_{55} \cdot 0,_9 \cdot 1,_7 = 16,_1$ t. Ferner ist rund

$$G = \frac{3,_5 + 3,_0}{2} \cdot 2,_6 \cdot 2,_2 + \frac{2,_5 + 0,_9}{2} \cdot 9 \cdot 1,_7 = 44,_6 \text{ t.}$$

Hiernach ergiebt sich $\mu = \frac{16,_1}{44,_6} = 0,_{36}$.

Somit ist die Widerlagsstärke in der Kämpferhöhe mit $3,_5$ m ausreichend bemessen.

2) Der Druck auf den Baugrund soll für drei Fälle untersucht werden:

a. Gewölbe und Damm sind voll belastet.

Nach ausgeführter Rechnung ist mit Bezug auf Fig. 6 auf Blatt L der Druck auf den Baugrund $R = 216$ t.

Die Erddrucke E_1 und E_2 sind

$$E_1 = \frac{h^2}{8} \gamma_2 = \frac{14,_7{}^2}{8} \cdot 1,_{85} = 50,_0 \text{ t}$$

$$E_2 = \frac{4,_5{}^2}{8} \cdot 1,_{85} = 4,_7 \text{ t.}$$

Unter Berücksichtigung dieser und der übrigen wirkenden (in der Fig. 6 bezeichneten) Kräfte ergiebt sich die Entfernung des Durchgangspunktes der Druck-Mittellinie von der Gewölbeaxe $x = 10,_{75}$ m.

Der Abstand von der äufseren Fundamentkante beträgt

$$a = 13,_{63} - 10,_{75} = \text{rot. } 2,_9 \text{ m.}$$

Die untere Fundamentbreite ist nun $= 2 \cdot 2,_9$ m $= 5,_8$ m gemacht, so dafs bei gleichmäfsiger voller Belastung der Brücke der Druck auf den Baugrund sich gleichmäfsig vertheilt. Der letztere ist demnach

$$K = \frac{227}{5,_8} = 39,_2 \text{ t pro qm} = 3,_9 \text{ kg pro qcm.}$$

b. Ist das Gewölbe unbelastet und der Damm belastet,

so werden die Drucke in den Kanten der Fundamentsohle gemäfs der ausgeführten Berechnung

$$K_{max} = 4,_9 \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 2,_2 \text{ kg pro qcm.}$$

c. Ist dagegen das Gewölbe belastet und der Damm unbelastet,

so wird

$$K_{max} = 4,_5 \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 2,_7 \text{ kg pro qcm.}$$

3) Die Beanspruchung des Materials in dem Fundamentabsatze auf Ordinate $+ 2,_9$ wird am gröfsten, wenn das Gewölbe unbelastet, der Damm nebst Widerlagspfeiler dagegen belastet ist. Dann ist nach ausgeführter Berechnung (vgl. Fig. 8 auf Blatt L) $R = 179,_5$ t.

Sieht man von dem geringfügigen Erddruck E_2 ab, so ergiebt sich die Entfernung der Druckmittellinie von der Gewölbeaxe zu rot. $x = 10,_2$ m

und der Abstand von der innern Kante

$$a = 10,_{20} - 8,_{43} = 1,_{77} \text{ m.}$$

Die Beanspruchung des Materials in den Kanten ist nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 66,_6 \text{ t pro qm} = 6,_7 \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 8,_3 \text{ t pro qm} = 0,_8 \text{ kg pro qcm.}$$

(Schlufs folgt im Jahrg. 1882.)

Inhalt des einunddreifsigsten Jahrgangs.

I. Amtliche Bekanntmachungen.

II. Bauwissenschaftliche Mittheilungen.

A. Landbau.

B. Wasser-, Maschinen-, Wege- und Eisenbahnbau.

C. Kunstgeschichte und Archäologie.

D. Theoretische Abhandlungen und Allgemeines aus dem Gebiete der Baukunst.

E. Bauwissenschaftliche und Kunstnachrichten.

F. Mittheilungen aus Vereinen.

III. Literatur.

Halle a. S., Buchdruckerei des Waisenhauses.